



**UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO**

**Facultad de Ingeniería Civil, de Sistemas y de**

**Arquitectura**

**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



**TESIS:**

**Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto  
haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD bridge design  
specifications y el manual de diseño de puentes elaborado por el  
MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia de Chiclayo,  
departamento de Lambayeque**

**Para obtener el Título Profesional de:**

**Ingeniera Civil**

**Autores:**

**Bach. Aguilar Saavedra, Katheryn Antonella**

**Bach. Calderon Zulueta, Nathaly Lissette**

**Asesor:**

**Dr. Ing. Rodríguez Serquén, Segundo Arturo**

**Lambayeque – Perú**

**Julio 2026**



**UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO**

**Facultad de Ingeniería Civil, de Sistemas y de**

**Arquitectura**

**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



**Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD bridge design specifications y el manual de diseño de puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oytún, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque**

**Para obtener el Título Profesional de:**

**Ingeniera Civil**

**Aprobado por los Miembros del Jurado:**

---

**Dr. Ing. Farias Feijoo, Juan Herman**  
Presidente

---

**Dr. Ing. Capuñay Capuñay, Yrma del Carmen**  
Secretario

---

**Dr. Ing. Huangal Castañeda, Nelson Enrique**  
Vocal

**Lambayeque – Perú**

**Julio 2026**



**UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO**

**Facultad de Ingeniería Civil, de Sistemas y de**

**Arquitectura**

**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



**Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD bridge design specifications y el manual de diseño de puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque**

**Para obtener el Título Profesional de:**

**Ingeniera Civil**

---

**Bach. Aguilar Saavedra, Katheryn Antonella**  
Autor

---

**Bach. Calderon Zulueta, Nathaly Lissette**  
Autor

---

**Dr. Ing. Rodríguez Serquén, Segundo Arturo**

Asesor

**Lambayeque – Perú**

**Julio 2026**



## ACTA DE SUSTENTACIÓN N° 024-2026-UI-FICSA



Siendo las 11:30 am del día 02 de julio del 2026, se reunieron los miembros de jurado de la Tesis titulada: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE" con código N° IC\_V\_2023\_081, y designado por Resolución Decanal N° 488-2026-UNPRG-FICSA con la finalidad de Evaluar y Calificar la sustentación de la tesis profesional antes mencionada, conformado por los siguientes docentes:

DR. ING. JUAN HERMAN FARIAS FEIJOO

PRESIDENTE

DRA. ING. YRMA DEL CARMEN CAPUÑAY CAPUÑAY

SECRETARIO

DR. ING. NELSON ENRIQUE HUANGAL CASTAÑEDA

VOCAL

Asesorado por DR. ING. SEGUNDO ARTURO RODRIGUEZ SERQUEN.

El acto de sustentación fue autorizado por OFICIO VIRTUAL N° 155-2026-UIFICSA, la tesis profesional fue presentada y sustentada por los Bachilleres: NATHALY LISSETTE CALDERON ZULUETA Y KATHERYN ANTONELLA AGUILAR SAAVEDRA, tuvo una duración de 20 minutos Después de la sustentación, y absueltas las preguntas y observaciones de los miembros del jurado; se procedió a la calificación respectiva:

|                                     | NUMERO    | LETRAS            | CALIFICATIVO |
|-------------------------------------|-----------|-------------------|--------------|
| NATHALY LISSETTE CALDERON ZULUETA   | <u>17</u> | <u>DIECISIETE</u> | <u>BUENO</u> |
| KATHERYN ANTONELLA AGUILAR SAAVEDRA | <u>17</u> | <u>DIECISIETE</u> | <u>BUENO</u> |

Por lo que quedan APTOS para obtener el Título Profesional de INGENIERA CIVIL de acuerdo con la Ley Universitaria 30220 y la normatividad vigente de la Facultad de Ingeniería Civil De Sistemas y de Arquitectura de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Siendo las 13:00 hrs; del mismo día, se dio por concluido el presente acto académico, dándose conformidad al presente acto, con la firma de los miembros del jurado.

DR. ING. JUAN HERMAN FARIAS FEIJOO  
PRESIDENTE

DRA. ING. YRMA DEL CARMEN CAPUÑAY CAPUÑAY  
SECRETARIO

DR. ING. NELSON ENRIQUE HUANGAL CASTAÑEDA  
VOCAL

DR. ING. SEGUNDO ARTURO RODRIGUEZ SERQUEN  
ASESOR





“Año de la Esperanza y el Fortalecimiento de la Democracia”

### **CONSTANCIA DE VERIFICACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS**

Yo, Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, asesor de las estudiantes:

- Aguilar Saavedra, Katheryn Antonella
- Calderon Zulueta, Nathaly Lissette

De la tesis, titulada:

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE”

Luego de la revisión exhaustiva del documento constato que la misma tiene un índice de similitud de 18% verificable en el reporte de similitud del programa TURNITIN.

El suscrito analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Se expide la presente según lo dispuesto en la Resolución N°659-2020-R, de fecha 08 de setiembre del 2020 formativa para la obtención de Grados y Títulos de la UNPRG.

Lambayeque, 26 de marzo del 2026

Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
DOCENTE ASESOR  
DNI 16424463

**Adjunto:**

- Reporte turnitin.
- Recibo turnitin

# TURNTIN Tesis PUENTE SORRONTO

## INFORME DE ORIGINALIDAD

18%

INDICE DE SIMILITUD

17%

FUENTES DE INTERNET

3%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL  
ESTUDIANTE

Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463

## FUENTES PRIMARIAS

1

[hdl.handle.net](https://hdl.handle.net)

Fuente de Internet

2%

2

[www.academia.edu](https://www.academia.edu)

Fuente de Internet

2%

3

[repositorio.unprg.edu.pe](https://repositorio.unprg.edu.pe)

Fuente de Internet

1%

4

[idoc.pub](https://idoc.pub)

Fuente de Internet

<1%

5

[www.scribd.com](https://www.scribd.com)

Fuente de Internet

<1%

6

[pt.scribd.com](https://pt.scribd.com)

Fuente de Internet

<1%

7

[pdfcookie.com](https://pdfcookie.com)

Fuente de Internet

<1%

8

[ribuni.uni.edu.ni](https://ribuni.uni.edu.ni)

Fuente de Internet

<1%

9

[idoc.tips](https://idoc.tips)

Fuente de Internet

<1%

10

[repositorio.unap.edu.pe](https://repositorio.unap.edu.pe)

Fuente de Internet

<1%

11

[es.scribd.com](https://es.scribd.com)

Fuente de Internet

<1%

12

[vdocuments.pub](https://vdocuments.pub)

Fuente de Internet

<1%

13

Submitted to Universidad Cesar Vallejo

Trabajo del estudiante

<1%

14

[vsip.info](https://vsip.info)

Fuente de Internet

<1%

15

[tesis.usat.edu.pe](https://tesis.usat.edu.pe)

Fuente de Internet

<1%

|    |                                                                                                    |      |
|----|----------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 16 | <a href="http://repositorio.ucv.edu.pe">repositorio.ucv.edu.pe</a><br>Fuente de Internet           | <1 % |
| 17 | <a href="http://tesis.ucsm.edu.pe">tesis.ucsm.edu.pe</a><br>Fuente de Internet                     | <1 % |
| 18 | Submitted to Universidad de San Martín de Porres<br>Trabajo del estudiante                         | <1 % |
| 19 | Submitted to Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo<br>Trabajo del estudiante                       | <1 % |
| 20 | <a href="http://cusam.edu.gt">cusam.edu.gt</a><br>Fuente de Internet                               | <1 % |
| 21 | <a href="http://transparencia.mtc.gob.pe">transparencia.mtc.gob.pe</a><br>Fuente de Internet       | <1 % |
| 22 | <a href="http://dspace.unach.edu.ec">dspace.unach.edu.ec</a><br>Fuente de Internet                 | <1 % |
| 23 | <a href="http://pdfcoffee.com">pdfcoffee.com</a><br>Fuente de Internet                             | <1 % |
| 24 | <a href="http://www.repositorio.usac.edu.gt">www.repositorio.usac.edu.gt</a><br>Fuente de Internet | <1 % |
| 25 | <a href="http://repositorio.unc.edu.pe">repositorio.unc.edu.pe</a><br>Fuente de Internet           | <1 % |
| 26 | <a href="http://www.dspace.uce.edu.ec">www.dspace.uce.edu.ec</a><br>Fuente de Internet             | <1 % |
| 27 | <a href="http://www.inti.gob.ar">www.inti.gob.ar</a><br>Fuente de Internet                         | <1 % |
| 28 | <a href="http://repositorio.unjfsc.edu.pe">repositorio.unjfsc.edu.pe</a><br>Fuente de Internet     | <1 % |
| 29 | <a href="http://documents.tips">documents.tips</a><br>Fuente de Internet                           | <1 % |
| 30 | Submitted to Pontificia Universidad Católica del Perú<br>Trabajo del estudiante                    | <1 % |
| 31 | <a href="http://repositorio.udh.edu.pe">repositorio.udh.edu.pe</a><br>Fuente de Internet           | <1 % |
| 32 | <a href="http://repositorio.ucsm.edu.pe">repositorio.ucsm.edu.pe</a><br>Fuente de Internet         | <1 % |

|    |                                                                                                                                                               |      |
|----|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 33 | <a href="https://es.slideshare.net">es.slideshare.net</a><br>Fuente de Internet                                                                               | <1 % |
| 34 | <a href="https://repositorio.unp.edu.pe">repositorio.unp.edu.pe</a><br>Fuente de Internet                                                                     | <1 % |
| 35 | Submitted to Universidad Continental<br>Trabajo del estudiante                                                                                                | <1 % |
| 36 | <a href="https://www.coursehero.com">www.coursehero.com</a><br>Fuente de Internet                                                                             | <1 % |
| 37 | <a href="https://repositorio.unsaac.edu.pe">repositorio.unsaac.edu.pe</a><br>Fuente de Internet                                                               | <1 % |
| 38 | <a href="https://www.dspace.espol.edu.ec">www.dspace.espol.edu.ec</a><br>Fuente de Internet                                                                   | <1 % |
| 39 | <a href="https://apcarreteras.org.py">apcarreteras.org.py</a><br>Fuente de Internet                                                                           | <1 % |
| 40 | <a href="https://dspace.uazuay.edu.ec">dspace.uazuay.edu.ec</a><br>Fuente de Internet                                                                         | <1 % |
| 41 | <a href="https://repositorio.usmp.edu.pe">repositorio.usmp.edu.pe</a><br>Fuente de Internet                                                                   | <1 % |
| 42 | <a href="https://www.ana.gob.pe">www.ana.gob.pe</a><br>Fuente de Internet                                                                                     | <1 % |
| 43 | Submitted to Universidad Privada Boliviana<br>Trabajo del estudiante                                                                                          | <1 % |
| 44 | <a href="https://documentos.uru.edu">documentos.uru.edu</a><br>Fuente de Internet                                                                             | <1 % |
| 45 | Ordoñez Lima, Ruben Dario. "Protección sísmica de un puente continuo con aisladores sísmicos", Pontificia Universidad Católica del Perú (Peru)<br>Publicación | <1 % |
| 46 | <a href="https://repositorio.ug.edu.ec">repositorio.ug.edu.ec</a><br>Fuente de Internet                                                                       | <1 % |
| 47 | <a href="https://www.slideshare.net">www.slideshare.net</a><br>Fuente de Internet                                                                             | <1 % |
| 48 | Submitted to Universidad Católica de Santa María<br>Trabajo del estudiante                                                                                    | <1 % |

49

core.ac.uk

Fuente de Internet

&lt;1 %

50

repositorio.unfv.edu.pe

Fuente de Internet

&lt;1 %

51

Submitted to Universidad Privada del Norte

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

52

repositorio.unjbg.edu.pe

Fuente de Internet

&lt;1 %

53

repositorio.unsm.edu.pe

Fuente de Internet

&lt;1 %

54

repositorio.urp.edu.pe

Fuente de Internet

&lt;1 %

55

Submitted to Pontificia Universidad Catolica  
del Ecuador - PUCE

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

56

Submitted to Universidad Ricardo Palma

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

57

repositorio.utmachala.edu.ec

Fuente de Internet

&lt;1 %

58

renati.sunedu.gob.pe

Fuente de Internet

&lt;1 %

59

repositorio.upao.edu.pe

Fuente de Internet

&lt;1 %

60

Submitted to Edith Cowan University

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

61

Submitted to Universidad Andina Nestor  
Caceres Velasquez

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

62

Submitted to Universidad Católica San Pablo

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

63

Barker. "Steel Bridges", Design of Highway  
Bridges, 09/09/2006

Publicación

&lt;1 %

64

repositorio.unab.cl

Fuente de Internet

&lt;1 %

65

repositorio.continental.edu.pe

Fuente de Internet

&lt;1 %

  
 Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
 Docente Asesor  
 DNI 16424463

|    |                                                                                                                                                                                |      |
|----|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 66 | <a href="#">docplayer.es</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                             | <1 % |
| 67 | <a href="#">repositorio.umsa.bo</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                      | <1 % |
| 68 | <a href="#">repositorio.upecen.edu.pe</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                | <1 % |
| 69 | Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga<br>Trabajo del estudiante                                                                                       | <1 % |
| 70 | <a href="#">ri.ues.edu.sv</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                            | <1 % |
| 71 | <a href="#">web-sieca.s3.ca-central-1.amazonaws.com</a><br>Fuente de Internet                                                                                                  | <1 % |
| 72 | <a href="#">www.nysaes.cornell.edu</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                   | <1 % |
| 73 | BISA INGENIERIA DE PROYECTOS S.A.. "EIA-SD para el Proyecto Explotación de Calizas Acumulación Puno-IGA0017792", R.D. N° 461-2017-PRODUCE/DVMYPE-I/DGAAMI, 2022<br>Publicación | <1 % |
| 74 | <a href="#">myslide.es</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                               | <1 % |
| 75 | Submitted to Universidad Catolica De Cuenca<br>Trabajo del estudiante                                                                                                          | <1 % |
| 76 | <a href="#">documents.mx</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                             | <1 % |
| 77 | <a href="#">doku.pub</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                                 | <1 % |
| 78 | Submitted to Universidad San Ignacio de Loyola<br>Trabajo del estudiante                                                                                                       | <1 % |
| 79 | <a href="#">dspace.ups.edu.ec</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                        | <1 % |
| 80 | Submitted to Universidad Católica Boliviana "San Pablo"<br>Trabajo del estudiante                                                                                              | <1 % |
| 81 | <a href="#">elcomercio.pe</a><br>Fuente de Internet                                                                                                                            |      |

<1 %

Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463

---

82 repositorio.unheval.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

---

83 Submitted to Carlos Test Account <1 %  
Trabajo del estudiante

---

84 repositorio.unicauca.edu.co <1 %  
Fuente de Internet

---

85 Submitted to Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas <1 %  
Trabajo del estudiante

---

86 livrosdeamor.com.br <1 %  
Fuente de Internet

---

87 snia.mop.gob.cl <1 %  
Fuente de Internet

---

88 Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru <1 %  
Trabajo del estudiante

---

89 Submitted to Universiti Teknologi Petronas <1 %  
Trabajo del estudiante

---

90 repositorio.uprit.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

---

91 repositorio.utea.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

---

92 wisconsindot.gov <1 %  
Fuente de Internet

---

93 redadelco.org <1 %  
Fuente de Internet

---

94 repositorio.undac.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

---

95 dokumen.tips <1 %  
Fuente de Internet

---

96 fdocuments.ec <1 %  
Fuente de Internet

---

97 fdocuments.mx <1 %  
Fuente de Internet

---

98 repositorioacademico.upc.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

99 Submitted to Universidad Andina del Cusco <1 %  
Trabajo del estudiante

100 qdoc.tips <1 %  
Fuente de Internet

101 repositoriobibliotecas.uv.cl <1 %  
Fuente de Internet

102 repository.unipiloto.edu.co <1 %  
Fuente de Internet

103 kupdf.net <1 %  
Fuente de Internet

104 fdocument.org <1 %  
Fuente de Internet

105 CONSORCIO FICHTNER GMBH & CO. KG -  
CONSULTORIA Y DIRECCION DE PROYECTOS -  
CYDEP S.A.S.. "DIA del Proyecto Relleno  
Sanitario para el Distrito de Pozuzo, Provincia  
de Oxapampa, Departamento de Pasco-  
IGA0000132", R.D. N° 484-  
2014/DSB/DIGESA/SA, 2020  
Publicación

106 Submitted to Universidad de San Martín de  
Porres <1 %  
Trabajo del estudiante

107 Narendra Taly. "Highway Bridge  
Superstructure Engineering - LRFD  
Approaches to Design and Analysis", CRC  
Press, 2019  
Publicación

108 repositorio.uandina.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

109 Submitted to uncedu <1 %  
Trabajo del estudiante

110 vbook.pub <1 %  
Fuente de Internet

111 YU LEE. "La técnica de la policromía en los  
artesonados de templos budistas en Taiwán:  
<1 %

Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463

caracterización científica y estudio de la  
aplicabilidad de consolidantes biocompatibles  
para su conservación.", 'Universitat  
Politecnica de Valencia', 2016

Fuente de Internet

Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463

|     |                                                                                                                                                                                                    |      |
|-----|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 112 | <a href="http://alicia.concytec.gob.pe">alicia.concytec.gob.pe</a>                                                                                                                                 | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 113 | <a href="http://repositorio.uns.edu.pe">repositorio.uns.edu.pe</a>                                                                                                                                 | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 114 | <a href="http://repositorio.upt.edu.pe">repositorio.upt.edu.pe</a>                                                                                                                                 | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 115 | <a href="http://repositorio.ute.edu.ec">repositorio.ute.edu.ec</a>                                                                                                                                 | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 116 | <a href="https://de.slideshare.net">de.slideshare.net</a>                                                                                                                                          | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 117 | <a href="https://issuu.com">issuu.com</a>                                                                                                                                                          | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 118 | <a href="http://repositorio.uss.edu.pe">repositorio.uss.edu.pe</a>                                                                                                                                 | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 119 | <a href="https://fddocuments.in">fddocuments.in</a>                                                                                                                                                | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 120 | Submitted to unsaac                                                                                                                                                                                | <1 % |
|     | Trabajo del estudiante                                                                                                                                                                             |      |
| 121 | CESEL S A. "Segunda Modificación de la DIA del Proyecto Subestación Reque y Variante de Línea de Transmisión en 220 kV Chiclayo Oeste - Guadalupe-IGA0006917", R.D. N° 0131-2019-MIMEM/DGAAE, 2022 | <1 % |
|     | Publicación                                                                                                                                                                                        |      |
| 122 | <a href="http://baixardoc.com">baixardoc.com</a>                                                                                                                                                   | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 123 | <a href="http://cybertesis.uni.edu.pe">cybertesis.uni.edu.pe</a>                                                                                                                                   | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 124 | <a href="http://dspace.ucacue.edu.ec">dspace.ucacue.edu.ec</a>                                                                                                                                     | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |
| 125 | <a href="http://dokumen.pub">dokumen.pub</a>                                                                                                                                                       | <1 % |
|     | Fuente de Internet                                                                                                                                                                                 |      |

126

dspace.espol.edu.ec

Fuente de Internet

&lt;1 %

Dr.Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463

127

mjp.go.cr

Fuente de Internet

&lt;1 %

128

www.mef.gob.pe

Fuente de Internet

&lt;1 %

129

Lucio Wilfredo Colque-Quispe, Flor de María  
Sánchez-Aguirre, Juan Alberto Arias-  
Camanera, José Luis Yucra-Choque et al.  
"Enhancing autonomous learning through  
flipped classroom and virtual education: a  
strategic approach to SDG 4",  
Multidisciplinary Science Journal, 2025

Publicación

&lt;1 %

130

1library.co

Fuente de Internet

&lt;1 %

131

Submitted to Universidad Nacional del Santa

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

132

Berrocal Godoy, Ramón. "Aprendizaje basado  
en problemas y su influencia en el  
aprendizaje significativo del curso de  
ingeniería de puentes de los estudiantes del  
ix ciclo de la escuela profesional de ingeniería  
civil en la Universidad Católica los Ángeles de  
Chimbote, filial Ayacucho 2019", Universidad  
Católica los Ángeles de Chimbote (Peru)

Publicación

&lt;1 %

133

Submitted to Kampala International  
University

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

134

download1588.mediafire.com

Fuente de Internet

&lt;1 %

135

Submitted to uni

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

136

Submitted to Université Saint-Esprit Kaslik

Trabajo del estudiante

&lt;1 %

137

dk.um.si

Fuente de Internet

&lt;1 %

138 edoc.site  
Fuente de Internet

<1 %

Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463

139 hmong.es  
Fuente de Internet

<1 %

140 larepublica.pe  
Fuente de Internet

<1 %

141 tesis.pucp.edu.pe  
Fuente de Internet

<1 %

142 zir.nsk.hr  
Fuente de Internet

<1 %

143 Estrada Porras, Franz Emmanuel. "Estudio comparativo de dos alternativas para la ampliación de un nivel de un módulo de aulas existente.", Pontificia Universidad Católica del Perú - CENTRUM Católica (Peru), 2020  
Publicación

<1 %

144 www.lumensoft.pe  
Fuente de Internet

<1 %

145 "Concrete Q&A: GFRP Bars in Compression Members", ACI Concrete International, 2024  
Publicación

<1 %

146 Camila Carrión, Khaled Hamad-Mohamed, Joseph Sánchez-Balseca, Jorge Escobar-Ortiz. "Análisis experimental de la turbulencia y la erosión local en una pila de puente de sección cuadrada en un canal con una derivación a 90 grados", Tecnología y ciencias del agua, 2026  
Publicación

<1 %

147 Carrera, Diana Berenice Montes. "Constitutive Model Development for Additive Manufacturing.", The University of Texas at El Paso, 2019  
Publicación

<1 %

148 Submitted to Universidad Politécnica del Perú  
Trabajo del estudiante

<1 %

149 cdn-web.construccion.org  
Fuente de Internet

<1 %

150 fdocuments.es <1 %  
Fuente de Internet

151 portal.mtc.gob.pe <1 %  
Fuente de Internet

152 sistemamid.com <1 %  
Fuente de Internet

153 vdocuments.es <1 %  
Fuente de Internet

154 www.produce.gob.pe <1 %  
Fuente de Internet

155 Acevedo Laos, Victor Manuel. "Guia de Diseno de Puentes Atirantados Con Seccion Compuesta, Con un Ejemplo Practico", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2022  
Publicación

156 ECO-TEC CONSULTORIA TECNOLOGICA Y AMBIENTAL E.I.R.L.. "EIA-SD del Proyecto Construcción de los Sistemas de Riego Presurizado en los Comités de Riego de Poquera, Chulibaya y Ticapampa, Distrito de Ilabaya, Provincia Jorge Basadre-IGA0014672", R.D.G. N° 155-14-MINAGRI-DGAAA, 2021  
Publicación

157 Gongkang Fu. "Bridge Design and Evaluation", Wiley, 2012  
Publicación

158 Submitted to Universidad Peruana Del Centro <1 %  
Trabajo del estudiante

159 WALSH PERU S.A. INGENIEROS Y CIENTIFICOS CONSULTORES. "EIA del Proyecto Línea de Transmisión Local 138 kV S.E. Ilo 3 - S.E. Plaza Toquepala-IGA0007175", R.D. N° 387-2015-MEM/DGAEE , 2021  
Publicación

160 prezi.com <1 %  
Fuente de Internet

161 repositorio.lamolina.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

Dr.Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463

162 repositorio.uni.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

163 repositorio.upla.edu.pe <1 %  
Fuente de Internet

164 repository.usta.edu.co <1 %  
Fuente de Internet

165 www.concytec.gob.pe <1 %  
Fuente de Internet

166 www.cun.es <1 %  
Fuente de Internet

167 www.kerwa.ucr.ac.cr <1 %  
Fuente de Internet

168 FC INGENIERIA Y SERVICIOS AMBIENTALES <1 %  
SOCIEDAD ANONIMA CERRADA. "PAMA de la  
Planta de Extracción de Aceite Crudo de  
Palma, Palmiste y Harina de Palmiste de la  
Planta Neshuya-IGA0014163", R.D. N° 00431-  
2020-PRODUCE/DGAAMI, 2022  
Publicación

169 Lopez Saucedo, Anthony Alexis. "Efecto del <1 %  
angulo de incidencia sismica en la respuesta  
no-lineal de edificaciones de concreto armado  
con sistema dual.", Pontificia Universidad  
Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru),  
2020  
Publicación

170 TECNOLOGIA XXI S A. "Modificación del Plan <1 %  
de Cierre de Minas de la Unidad Minera  
Fosfatos-IGA0010571", R.D. N° 019-2018-  
MEM-DGAAM, 2020  
Publicación

171 ar.scribd.com <1 %  
Fuente de Internet

172 carlosmontanaaef.blogspot.com <1 %  
Fuente de Internet

173 docshare.tips <1 %  
Fuente de Internet

174 mafiadoc.com  
Fuente de Internet

Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463

|     |                                                                                                                                                                    |      |
|-----|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
|     |                                                                                                                                                                    | <1 % |
| 175 | network.bepress.com<br>Fuente de Internet                                                                                                                          | <1 % |
| 176 | repositorio.ugto.mx<br>Fuente de Internet                                                                                                                          | <1 % |
| 177 | repositorio.ujcm.edu.pe<br>Fuente de Internet                                                                                                                      | <1 % |
| 178 | repositorio.uladech.edu.pe<br>Fuente de Internet                                                                                                                   | <1 % |
| 179 | repositorio.upeu.edu.pe:8080<br>Fuente de Internet                                                                                                                 | <1 % |
| 180 | uvadoc.uva.es<br>Fuente de Internet                                                                                                                                | <1 % |
| 181 | www.carreteros.org<br>Fuente de Internet                                                                                                                           | <1 % |
| 182 | www.cfcsl.com<br>Fuente de Internet                                                                                                                                | <1 % |
| 183 | www.docstoc.com<br>Fuente de Internet                                                                                                                              | <1 % |
| 184 | www.geoponiko-kentro.gr<br>Fuente de Internet                                                                                                                      | <1 % |
| 185 | www.grafiati.com<br>Fuente de Internet                                                                                                                             | <1 % |
| 186 | www.princeedwardisland.ca<br>Fuente de Internet                                                                                                                    | <1 % |
| 187 | Richard M. Barker, Jay A. Puckett. "Design of Highway Bridges", Wiley, 2021<br>Publicación                                                                         | <1 % |
| 188 | "Changes in ACI 318 Code Provisions for Earthquake- Resistant Structures, Part 2", ACI Concrete International, 2021<br>Publicación                                 | <1 % |
| 189 | CONSULTORIA CARRANZA E.I.R.L.. "ITS del Proyecto Modificación del Sistema de Tratamiento de Efluentes de la Planta de Destilería de Alcohol en la Curtiembre Jaime | <1 % |

---

190 J.A. Llanos, J. Yagüe, F. Sáenz de Ormijana, M. Cabrera, J. Penas. "Dam Maintenance and Rehabilitation", CRC Press, 2017 <1 %

Publicación

---

191 Richard M. Barker, Jay A. Puckett. "Design of Highway Bridges", Wiley, 2013 <1 %

Publicación

---

192 [www.scipedia.com](http://www.scipedia.com) <1 %

Fuente de Internet

---

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Apagado



## Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por **Turnitin**. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

|                              |                                                        |
|------------------------------|--------------------------------------------------------|
| Autor de la entrega:         | Dr. Arturo Rodríguez Serquén                           |
| Título del ejercicio:        | Quick Submit                                           |
| Título de la entrega:        | Puente Sorronto Final                                  |
| Nombre del archivo:          | INFORME_FINAL_DE_TESIS_CALDERON_AGUILAR_Julio_2026.pdf |
| Tamaño del archivo:          | 12M                                                    |
| Total páginas:               | 379                                                    |
| Total de palabras:           | 73,633                                                 |
| Total de caracteres:         | 330,490                                                |
| Fecha de entrega:            | 23-jul-2026 10:52a. m. (UTC-0500)                      |
| Identificador de la entrega: | 3002261958                                             |

Dr. Ing. Arturo Rodríguez Serquén  
Docente Asesor  
DNI 16424463



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, DE  
SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



---

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR  
SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO  
LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE  
DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN  
EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO,  
DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"

Presentado por:

Bach. AGUILAR SAAVEDRA  
KATHERYN ANTONELLA

Bach. CALDERON ZULUETA  
NATHALY LISSETTE

Asesor:

DR. ING. RODRÍGUEZ SERQUÉN  
SEGUNDO ARTURO

Tesis para obtener el Título Profesional de:  
INGENIERA CIVIL

LAMBAYEQUE, 2025

## **Dedicatorias**

La presente tesis se la dedico a mi familia, quienes me han brindado su apoyo incondicional a lo largo de mi formación profesional, por ser mi motivo de resiliencia y persistencia para lograr culminar mi carrera de manera satisfactoria, especialmente a mis padres María Teresa Zulueta Sánchez y Maguin Calderón Guerrero, por ser mi mayor soporte y mi motor para seguir adelante en mis objetivos, por su amor y comprensión en los momentos difíciles. A mis hermanos, por sus consejos, paciencia y comprensión.

**Calderon Zulueta Nathaly**

Está presente investigación de tesis, en primer lugar, se la dedico a Dios y a mi familia, por su apoyo ilimitado, devoto y leal. Para mis padres Francisco Aguilar Rimaycuna y Jesús Marleny Saavedra Córdova, por depositar su confianza en mí para terminar una etapa que iniciará una nueva, por ser mi motor y la fuerza para continuar preparándome y esforzándome día a día. A mis hermanas, Ashly Agustina Aguilar Saavedra y Marcia Lizeth Aguilar Saavedra, por su gran apoyo, su paciencia y su hermandad, porque somos las 3 Marías que, si están juntas, todo lo pueden. También se la dedico a mi mascota Chita, por estar acompañándome en cada desvelada de prácticas y estudios, 11 años conmigo guardan un lugar en mi corazón.

**Aguilar Saavedra Katheryn  
Antonella**

## **Agradecimientos**

Agradezco a Dios por darme salud para culminar mi proyecto de investigación de tesis, sostenerme cuando las cosas no eran tan favorables y con altas y bajas que se presentó en el camino para hoy presentar el resultado de meses constante de trabajo.

A mis padres, por ser mi mayor inspiración y mi fuerza para seguir dando lo mejor de mí en cada paso, brindarme su apoyo y sobre todo por dejarme la mayor herencia, que es mi educación, el ser profesional para alcanzar todos mis objetivos.

A mis hermanos, con quienes he compartido momentos de risas y porque sé que siempre puedo contar con su amor y su apoyo.

A mi asesor de tesis por sus conocimientos y guía brindada a lo largo del desarrollo de la presente tesis.

A mi compañera de tesis y mejor amiga Katheryn, porque ambas nos alentamos para dar lo mejor de cada una y agradezco haberla conocido en la universidad y formar un gran vínculo de amistad.

**Calderon Zulueta Nathaly**

Quiero extender mi agradecimiento a Dios, por iluminarme en cada paso que doy, y en cada decisión que tomo.

A mis padres, por ser mi motivación y apoyarme a lo largo de mi vida, para no decaer en los momentos difíciles y sobre todo por brindarme las herramientas necesarias para salir adelante.

A mis hermanas, por sus consejos y compañerismo reflejado en cada uno de los momentos vividos.

A mi madrina, por su innumerable cariño, comprensión y resiliencia que me apoya e incentiva siempre a mejorar en cada proyecto que realizo.

A mi mejor amiga y compañera de tesis Nathaly Calderón, que conocí en la carrera y pude entablar una linda amistad, apoyo y respeto mutuo.

A mi asesor de tesis, por su apoyo y guía en nuestra formación profesional y en cada paso que realizamos del proyecto

**Aguilar Saavedra Katheryn  
Antonella**

## Índice general

|                                                    |    |
|----------------------------------------------------|----|
| Dedicatorias .....                                 | 6  |
| Agradecimientos .....                              | 7  |
| Índice general.....                                | 9  |
| Índice de figuras.....                             | 14 |
| Índice de tablas .....                             | 21 |
| Resumen .....                                      | 27 |
| Abstract .....                                     | 29 |
| Introducción .....                                 | 31 |
| Capítulo I .....                                   | 33 |
| Planteamiento de la Investigación.....             | 33 |
| 1.1.    Síntesis de la realidad problemática ..... | 33 |
| 1.2.    Formulación del problema.....              | 34 |
| 1.3.    Justificación de la investigación .....    | 35 |
| 1.4.    Los objetivos de la investigación.....     | 35 |
| 1.4.1. El objetivo general .....                   | 35 |
| 1.4.2. Los objetivos específicos .....             | 35 |
| 1.5.    La hipótesis de la investigación.....      | 36 |
| Capítulo II .....                                  | 37 |
| Diseño teórico .....                               | 37 |

|                     |                                                                                             |    |
|---------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.1.                | Antecedentes.....                                                                           | 37 |
| 2.1.1.              | Antecedentes Locales .....                                                                  | 37 |
| 2.1.2.              | Antecedentes Nacionales.....                                                                | 39 |
| 2.2.                | Bases teóricas .....                                                                        | 40 |
| 2.2.1.              | Ingeniería básica para el diseño del puente .....                                           | 40 |
| 2.2.2.              | Definición de puente .....                                                                  | 42 |
| 2.2.3.              | Componentes básicos de un puente.....                                                       | 42 |
| 2.2.4.              | Cargas de diseño en puentes.....                                                            | 42 |
| 2.2.5.              | Estados límites, factores y combinaciones de carga.....                                     | 48 |
| 2.2.6.              | Líneas de influencia en puentes.....                                                        | 54 |
| 2.2.7.              | Superestructura en puentes .....                                                            | 55 |
| 2.2.8.              | Parámetros generales del Análisis Sísmico según norma AASHTO LRFD<br>2024 10th Edition..... | 56 |
| 2.2.9.              | Análisis estructural .....                                                                  | 68 |
| 2.2.10.             | Cálculo de fuerzas y requisitos de diseño.....                                              | 71 |
| 2.2.11.             | Manuales y normativas vigentes .....                                                        | 91 |
| 2.3.                | Base Conceptual .....                                                                       | 93 |
| 2.3.1.              | Tabla de operacionalización de variables.....                                               | 93 |
| Capítulo III        | .....                                                                                       | 96 |
| Diseño metodológico | .....                                                                                       | 96 |

|                            |                                                                       |     |
|----------------------------|-----------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.1.                       | Tipificación de la investigación.....                                 | 96  |
| 3.1.1.                     | Según el objetivo que se persigue: Investigación aplicada.....        | 96  |
| 3.1.1.1.                   | Según la naturaleza de datos analizados: Cuantitativa .....           | 96  |
| 3.1.2.                     | Según con la metodología para demostrar la hipótesis: No experimental |     |
| descriptiva                | .....                                                                 | 97  |
| 3.2.                       | Población y muestra.....                                              | 97  |
| 3.2.1.                     | Población.....                                                        | 97  |
| 3.2.2.                     | Muestra .....                                                         | 97  |
| 3.3.                       | Técnicas, instrumentos, equipos y materiales .....                    | 98  |
| 3.3.1.                     | Materiales.....                                                       | 98  |
| 3.3.2.                     | Equipos .....                                                         | 98  |
| 3.3.3.                     | Técnicas .....                                                        | 98  |
| 3.4.                       | Instrumentos .....                                                    | 99  |
| 3.4.1.                     | Instrumentos metodológicos.....                                       | 99  |
| 3.4.2.                     | Instrumentos de ingeniería.....                                       | 99  |
| Capítulo IV                | .....                                                                 | 100 |
| Análisis y Resultados..... |                                                                       | 100 |
| 4.1.                       | Estudios Básicos.....                                                 | 100 |
| 4.1.1.                     | Estudio Topográfico.....                                              | 100 |
| 4.1.2.                     | Estudio geotécnico (suelos) .....                                     | 111 |

|        |                                                             |     |
|--------|-------------------------------------------------------------|-----|
| 4.1.3. | Estudio hidrológico.....                                    | 130 |
| 4.1.4. | Estudio hidráulico .....                                    | 138 |
| 4.2.   | Descripción de la alternativa .....                         | 149 |
| 4.2.1. | Introducción .....                                          | 149 |
| 4.2.2. | Superestructura .....                                       | 149 |
| 4.2.3. | Subestructura.....                                          | 157 |
| 4.3.   | Evaluación y diseño estructural de la superestructura ..... | 159 |
| 4.3.1. | Diseño de la losa .....                                     | 159 |
| 4.3.2. | Diseño de Vereda (Volado) .....                             | 181 |
| 4.3.3. | Diseño de vigas de acero.....                               | 183 |
| 4.3.4. | Diseño de rigidizadores transversales intermedios .....     | 239 |
| 4.3.5. | Conectores de cortante (Art. 6.10.10).....                  | 248 |
| 4.3.6. | Diseño de diafragma (6.7.4).....                            | 253 |
| 4.4.   | Dispositivos de apoyo.....                                  | 259 |
| 4.4.1. | Cargas de gravedad .....                                    | 259 |
| 4.4.2. | Material del elastómero.....                                | 260 |
| 4.4.3. | Diseño .....                                                | 260 |
| 4.5.   | Análisis y diseño estructural de la subestructura .....     | 268 |
| 4.5.1. | Introducción .....                                          | 268 |
| 4.5.2. | Análisis sísmico .....                                      | 269 |

|                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.5.3. Análisis Elástico Multimodal.....                          | 274 |
| 4.5.4. Factores de modificación de respuesta .....                | 276 |
| 4.5.5. Combinaciones de diseño .....                              | 276 |
| 4.5.6. Fuerzas y momentos para el diseño por flexión biaxial..... | 278 |
| 4.5.7. Diseño del pilar .....                                     | 278 |
| 4.5.8. Diseño de estribos .....                                   | 324 |
| Capitulo V .....                                                  | 357 |
| Conclusiones y recomendaciones.....                               | 357 |
| Conclusiones .....                                                | 357 |
| Recomendaciones .....                                             | 359 |
| BIBLIOGRAFÍA .....                                                | 361 |
| ANEXOS .....                                                      | 364 |
| PLANOS .....                                                      | 364 |
| Generales.....                                                    | 364 |
| Superestructura .....                                             | 364 |
| Subestructura.....                                                | 364 |

### Índice de figuras

|            |                                                                                     |     |
|------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 1.  | Detalle de camión de diseño.....                                                    | 44  |
| Figura 2.  | Detalle de tándem de diseño.....                                                    | 44  |
| Figura 3.  | Detalle de carga de carril.....                                                     | 45  |
| Figura 4.  | Camiones H5 y H10 .....                                                             | 46  |
| Figura 5.  | Líneas de influencia en un puente .....                                             | 54  |
| Figura 6.  | Mapa de Iso-aceleraciones (Perú) para el cálculo de (PGA).....                      | 60  |
| Figura 7.  | Mapa de Iso-aceleraciones (Perú) para el cálculo de ( $S_1$ ) .....                 | 61  |
| Figura 8.  | Mapa de Iso-aceleraciones (Perú) para el cálculo de ( $S_s$ ) .....                 | 62  |
| Figura 9.  | Espectro de respuesta para el diseño .....                                          | 64  |
| Figura 10. | Representación esquemática de $b_y$ , $d_y$ y $d_e$ para secciones circulares ..... | 83  |
| Figura 11. | Esquema representativo del área a proyectar del puente en estudio .....             | 98  |
| Figura 12. | Ubicación del área de estudio para el puente en proyección.....                     | 100 |
| Figura 13. | Topografía de la superficie en el software CIVIL 3D .....                           | 103 |
| Figura 14. | Relación entre las alturas.....                                                     | 105 |
| Figura 15. | Verificación de ancho.....                                                          | 106 |
| Figura 16. | Verificación de profundidad.....                                                    | 106 |
| Figura 17. | Esquema de monumentación.....                                                       | 106 |
| Figura 18. | Identificación de punto geodésico .....                                             | 107 |
| Figura 19. | Detalles del disco de bronce .....                                                  | 107 |
| Figura 20. | Plano en planta y perfil.....                                                       | 109 |
| Figura 21. | Monumentación de punto geodésico .....                                              | 110 |
| Figura 22. | Levantamiento topográfico con receptor geodésico.....                               | 110 |

|            |                                                                                    |     |
|------------|------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 23. | Vista de la extracción de muestra de la calicata N°01 .....                        | 113 |
| Figura 24. | Vista de la extracción de muestra de la calicata N°02 .....                        | 113 |
| Figura 25. | Determinación de la resistencia al corte mediante ensayo de corte<br>directo ..... | 123 |
| Figura 26. | Ángulo de fricción y cohesión en calicata N°01.....                                | 125 |
| Figura 27. | Ángulo de fricción y cohesión en calicata N°02 .....                               | 127 |
| Figura 28. | Estación hidrológica del río Zaña.....                                             | 131 |
| Figura 29. | Serie histórica de descargas medias mensuales del rio Zaña (m3/s) .....            | 131 |
| Figura 30. | Ajuste de valores de la serie histórica de caudales de la estación<br>BATAN.....   | 134 |
| Figura 31. | Distribución de probabilidad ajustada .....                                        | 137 |
| Figura 32. | Cálculo de parámetros hidráulicos por el software H-CANALES.....                   | 143 |
| Figura 33. | Sección transversal propuesta del puente de sección compuesta .....                | 149 |
| Figura 34. | Bombeos de la calzada .....                                                        | 150 |
| Figura 35. | Sección de la viga doble T de acero .....                                          | 151 |
| Figura 36. | Disposición de rigidizadores transversales en la viga de acero.....                | 152 |
| Figura 37. | Sección de conector de corte en viga de acero .....                                | 153 |
| Figura 38. | Sección de viga doble T, diafragma .....                                           | 154 |
| Figura 39. | Distribución de vigas diafragma en vigas de acero .....                            | 154 |
| Figura 40. | Sección laminar, rigidizador en región de diafragma.....                           | 155 |
| Figura 41. | Sección laminar, rigidizador en zona de estribo.....                               | 156 |
| Figura 42. | Sección laminar, rigidizador en zona libre .....                                   | 156 |
| Figura 43. | Desarrollo longitudinal de rigidizadores en VP-Compuesta .....                     | 156 |

|            |                                                                                                                       |     |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 44. | Detalle final del elastómero con dureza 60 .....                                                                      | 157 |
| Figura 45. | Vista en Perfil del estribo margen derecho e izquierdo.....                                                           | 158 |
| Figura 46. | Vista en elevación del pórtico formado por la viga travesaño y las<br>columnas .....                                  | 159 |
| Figura 47. | Sección transversal del puente de viga compuesta.....                                                                 | 160 |
| Figura 48. | Idealización de la losa .....                                                                                         | 161 |
| Figura 49. | Idealización de carga muerta .....                                                                                    | 161 |
| Figura 50. | Diagrama de momentos en losa por "DC" .....                                                                           | 161 |
| Figura 51. | Idealización de cargas por asfalto.....                                                                               | 162 |
| Figura 52. | Diagrama de momentos por "DW" .....                                                                                   | 163 |
| Figura 53. | Diagrama que representa la línea de influencia por las posiciones críticas<br>del camión estándar en el apoyo B ..... | 164 |
| Figura 54. | Corroboración por el software FTOOL-2025 para la línea de influencia<br>en el apoyo B .....                           | 164 |
| Figura 55. | Idealización de cargas en la posición que genera momento máximo en el<br>soporte B .....                              | 165 |
| Figura 56. | Gráfico de momentos producidos en la losa por la posición crítica del<br>camión estándar .....                        | 165 |
| Figura 57. | Para vigas de 3 tramos iguales se representa su línea de influencia,<br>reacción en el apoyo interior.....            | 167 |
| Figura 58. | Grafica de la línea de influencia en B y posiciones críticas del camión<br>estándar. ....                             | 168 |

|            |                                                                                                                                |                                      |
|------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| Figura 59. | Grafica que muestra para el momento flector la línea de influencia en $X=0.40L$ y posiciones críticas del camión estándar..... | 171                                  |
| Figura 60. | Distribución de acero en la armadura.....                                                                                      | 177                                  |
| Figura 61. | Franja de losa para el cálculo .....                                                                                           | 178                                  |
| Figura 62. | Idealización de cargas de vereda .....                                                                                         | 181                                  |
| Figura 63. | Idealización de carga muerta en vereda.....                                                                                    | 181                                  |
| Figura 64. | Distribución de acero en la vereda .....                                                                                       | 183                                  |
| Figura 65. | Corte transversal de la plataforma que muestra el acero en losa y vereda                                                       | 183                                  |
| Figura 66. | Corte transversal de la plataforma que muestra el acero en losa y vereda.....                                                  | <b>¡Error! Marcador no definido.</b> |
| Figura 67. | Corte transversal de la plataforma que muestra el acero en losa y vereda.....                                                  | <b>¡Error! Marcador no definido.</b> |
| Figura 68. | Sección compuesta de Viga interior .....                                                                                       | 187                                  |
| Figura 69. | Modelado de cargas DC1 en el software SAP 2000.....                                                                            | 189                                  |
| Figura 70. | Modelado de cargas DC2 en el software SAP 2000.....                                                                            | 190                                  |
| Figura 71. | Modelado de cargas DC en el software SAP 2000 .....                                                                            | 190                                  |
| Figura 72. | Modelado de cargas DW en el software SAP 2000 .....                                                                            | 190                                  |
| Figura 73. | Modelado de cargas DC' en el software SAP 2000 .....                                                                           | 191                                  |
| Figura 74. | Modelado de cargas PL en el software SAP 2000 .....                                                                            | 191                                  |
| Figura 75. | Viga exterior de sección compuesta .....                                                                                       | 197                                  |
| Figura 76. | Modelado de cargas DC1 en el software SAP 2000.....                                                                            | 198                                  |
| Figura 77. | Modelado de cargas DC2 en el software SAP 2000.....                                                                            | 199                                  |
| Figura 78. | Modelado de cargas DC en el software SAP 2000 .....                                                                            | 199                                  |

|            |                                                                                        |     |
|------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 79. | Modelado de cargas DW en el software SAP 2000 .....                                    | 199 |
| Figura 80. | Modelado de cargas DC' en el software SAP 2000 .....                                   | 200 |
| Figura 81. | Modelado de cargas PL en el software SAP 2000 .....                                    | 200 |
| Figura 82. | Cálculo del valor g cuando se posicionan los ejes del camión estándar ..               | 203 |
| Figura 83. | Corte transversal de la viga de acero soldada.....                                     | 208 |
| Figura 84. | Sección compuesta interior para cargas de corto plazo.....                             | 210 |
| Figura 85. | Sección compuesta interior para cargas a largo plazo.....                              | 211 |
| Figura 86. | Sección transversal de la viga de acero soldada.....                                   | 213 |
| Figura 87. | Sección compuesta exterior para cargas de corto plazo .....                            | 215 |
| Figura 88. | Sección compuesta exterior para cargas a largo plazo .....                             | 216 |
| Figura 89. | Sección compuesta para la determinación del momento plástico $M_p$ .....               | 218 |
| Figura 90. | Ubicación crítica del camión para el cálculo de deflexiones máximas. ...               | 229 |
| Figura 91. | Viga simple con carga puntual en el centro de luz.....                                 | 229 |
| Figura 92. | Viga simple con carga puntual fuera del centro de luz .....                            | 230 |
| Figura 93. | Viga simple con carga uniforme distribuida .....                                       | 230 |
| Figura 94. | Configuración de los rigidizadores transversales en la viga de acero .....             | 237 |
| Figura 95. | Rigidizador transversal de una sola placa en contacto con el alma de la viga.....      | 240 |
| Figura 96. | Rigidizador transversal de placa doble.....                                            | 243 |
| Figura 97. | Ensamble del rigidizador de placa doble acoplado en el alma de la viga y patines ..... | 245 |
| Figura 98. | Rigidizadores transversales de placa doble en apoyos .....                             | 246 |
| Figura 99. | Conectores por corte en la parte superior del patín de la viga.....                    | 249 |

|             |                                                                             |     |
|-------------|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 100. | Sección utilizada en la determinación de Q .....                            | 250 |
| Figura 101. | Acción producida por el viento para el diseño del diafragma .....           | 254 |
| Figura 102. | Sección propuesta de diafragma .....                                        | 256 |
| Figura 103. | Gráfico deformación por compresión % - Apoyos reforzados dureza 60.....     | 265 |
| Figura 104. | Configuración final del dispositivo de dureza 60.....                       | 267 |
| Figura 105. | Gráfico de espectro de respuesta del puente Sorronto.....                   | 272 |
| Figura 106. | Modelo del puente en 3D .....                                               | 274 |
| Figura 107. | Diagrama de fuerza cortante por Resistencia I.....                          | 279 |
| Figura 108. | Diagrama de Momento Flector por Resistencia I.....                          | 279 |
| Figura 109. | Valores del diagrama de F.C y M.F por Resistencia I en Viga travesaño ..... | 280 |
| Figura 110. | Diagrama de Momento Flector por Servicio I.....                             | 280 |
| Figura 111. | Valores del diagrama de F.C y M.F por Servicio I en Viga travesaño..        | 281 |
| Figura 112. | Detalles de la Viga Travesaño del Pilar .....                               | 281 |
| Figura 113. | Corte transversal de la viga cabezal o travesaño .....                      | 282 |
| Figura 114. | Definición de la distancia $d_c$ .....                                      | 284 |
| Figura 115. | Determinación de la posición del eje neutro .....                           | 284 |
| Figura 116. | Distribución de armadura de contracción y de temperatura .....              | 286 |
| Figura 117. | Armadura transversal en la viga .....                                       | 288 |
| Figura 118. | Sección transversal de viga travesaño del pilar .....                       | 290 |
| Figura 119. | Detalles del pilar central a diseñar.....                                   | 291 |
| Figura 120. | Sección transversal de la columna del pilar .....                           | 291 |

|             |                                                                                             |     |
|-------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 121. | Sección transversal de diseño de columna del pilar .....                                    | 319 |
| Figura 122. | Gancho estándar de la conexión columna – viga cabezal .....                                 | 319 |
| Figura 123. | Gancho en conexión columna – zapata .....                                                   | 320 |
| Figura 124. | Modelación de la cimentación del Pilar tipo Shell en CSI BRIDGE ....                        | 321 |
| Figura 125. | Modelación de la cimentación del Pilar en Safe .....                                        | 321 |
| Figura 126. | Diagrama de presiones del suelo en condición de servicio .....                              | 322 |
| Figura 127. | Diagrama de presiones del suelo por condición de Sismo X .....                              | 322 |
| Figura 128. | Diagrama de presione del suelo por condición de Sismo Y .....                               | 323 |
| Figura 129. | Diagrama de intensidad de acero requerido para la dirección 1 –<br>superior .....           | 324 |
| Figura 130. | Estribo en voladizo a diseñar.....                                                          | 326 |
| Figura 131. | Dimensiones propuestas para el cálculo del estribo .....                                    | 327 |
| Figura 132. | Cargas actuantes en el estribo.....                                                         | 328 |
| Figura 133. | Efecto de sismo del terreno y fuerza debido a la inercia que actúa sobre<br>el estribo..... | 333 |
| Figura 134. | Franja de pantalla para el calculo .....                                                    | 344 |
| Figura 135. | Cargas actuantes en el talón del estribo.....                                               | 348 |
| Figura 136. | Cargas actuantes en la punta del estribo.....                                               | 353 |
| Figura 137. | Distribución del acero.....                                                                 | 356 |

### Índice de tablas

|           |                                                                     |     |
|-----------|---------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 1.  | Peso unitario de acuerdo con el tipo de material .....              | 43  |
| Tabla 2.  | Factor m de presencia múltiple .....                                | 45  |
| Tabla 3.  | Factor de incremento por carga dinámica IM .....                    | 47  |
| Tabla 4.  | Factores y combinaciones de carga .....                             | 52  |
| Tabla 5.  | Factores de carga para cargas permanentes, yp .....                 | 53  |
| Tabla 6.  | Factores de carga para cargas fijas debido a deformaciones yp ..... | 53  |
| Tabla 7.  | Factores de carga para carga viva, $\gamma_{LL}$ .....              | 54  |
| Tabla 8.  | Definición de clases de sitio .....                                 | 57  |
| Tabla 9.  | Valores de factor de sitio, $F_{pga}$ .....                         | 58  |
| Tabla 10. | Valores de factor de sitio, $F_a$ .....                             | 58  |
| Tabla 11. | Valores de factor de sitio, $F_v$ .....                             | 59  |
| Tabla 12. | Zonas sísmicas .....                                                | 64  |
| Tabla 13. | Requerimientos para el puente en base a su regularidad .....        | 66  |
| Tabla 14. | Factores de modificación de respuesta-subestructuras .....          | 67  |
| Tabla 15. | Factores de modificación de respuesta-conexiones .....              | 67  |
| Tabla 16. | Requerimientos mínimos de análisis para efectos de sismo .....      | 69  |
| Tabla 17. | Factores de longitud efectiva, k .....                              | 77  |
| Tabla 18. | Operacionalización de variables .....                               | 93  |
| Tabla 19. | Certificado de operatividad de los equipos GNSS empleados .....     | 101 |
| Tabla 20. | Especificaciones técnicas de los equipos GPS .....                  | 102 |
| Tabla 21. | Ficha monográfica geodésica.....                                    | 108 |
| Tabla 22. | Granulometría por Tamizado C1-M1 .....                              | 114 |

|           |                                                                                                               |     |
|-----------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 23. | Granulometría por Tamizado C2-M1 .....                                                                        | 115 |
| Tabla 24. | Límite líquido, plástico e índice de plasticidad de calicata N°01 .....                                       | 116 |
| Tabla 25. | Límite líquido, plástico e índice de plasticidad de calicata N°02 .....                                       | 117 |
| Tabla 26. | Contenido de humedad de calicata C-1 y C-2 .....                                                              | 118 |
| Tabla 27. | Ensayo peso específico relativo de sólidos C-1 .....                                                          | 119 |
| Tabla 28. | Ensayo peso específico relativo de sólidos C-2 .....                                                          | 120 |
| Tabla 29. | Ensayo de sales solubles de C-1 .....                                                                         | 121 |
| Tabla 30. | Ensayo de sales solubles de C-2 (M-1) .....                                                                   | 122 |
| Tabla 31. | Ensayo de sales solubles de C-2 (M-2) .....                                                                   | 122 |
| Tabla 32. | Resultados de ensayo de corte directo en muestras de calicata N°01 .....                                      | 124 |
| Tabla 33. | Ensayo de corte directo por calicata N°02 .....                                                               | 126 |
| Tabla 34. | Peso unitario del suelo en calicata N°01 .....                                                                | 128 |
| Tabla 35. | Peso unitario del suelo en calicata N°02 .....                                                                | 129 |
| Tabla 36. | Valores de $K_n$ para la prueba de datos dudosos altos .....                                                  | 133 |
| Tabla 37. | Caudal de diseño máximo para diferentes periodos de retorno .....                                             | 138 |
| Tabla 38. | Tabla de pendiente media del cauce .....                                                                      | 140 |
| Tabla 39. | Coefficiente evaluando la contracción $\mu$ .....                                                             | 145 |
| Tabla 40. | Coefficientes de X para suelos no cohesivos y cohesivos .....                                                 | 146 |
| Tabla 41. | Datos del coeficiente $\beta$ .....                                                                           | 146 |
| Tabla 42. | Tabla de momentos máximos debido a la sobrecarga por unidad de ancho<br>(N-mm/mm) .....                       | 166 |
| Tabla 43. | Tabulación para un $S=2400$ y una separación medida desde el eje hasta la<br>sección de diseño (100 mm) ..... | 167 |

|           |                                                                                                               |     |
|-----------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 44. | Comparación de resultados de los momentos negativos por LL+IM, en B<br>(T-m).....                             | 169 |
| Tabla 45. | Resumen de momentos negativos par cargas en B.....                                                            | 169 |
| Tabla 46. | Tabla de máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho N-<br>mm/mm.....                                 | 172 |
| Tabla 47. | Resultados obtenidos de los momentos positivos por cargas evaluados en<br>f.....                              | 174 |
| Tabla 48. | Para estructuras de peralte constante se tiene los peraltes mínimos de<br>acuerdo con la siguiente tabla..... | 184 |
| Tabla 49. | Espesor del alma en función de la altura (criterios de dominio común)....                                     | 184 |
| Tabla 50. | Esfuerzos de flexión en secciones cada décimo de luz en la viga interior                                      | 192 |
| Tabla 51. | Esfuerzos de corte en secciones cada décimo de luz en la viga interior....                                    | 193 |
| Tabla 52. | Factor m de presencia múltiple (Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO).....                                                | 195 |
| Tabla 53. | Esfuerzos de diseño en viga interior .....                                                                    | 196 |
| Tabla 54. | Esfuerzos de flexión en secciones cada décimo de luz en la viga exterior                                      | 201 |
| Tabla 55. | Esfuerzos de corte en secciones cada décimo de luz en la viga exterior ..                                     | 202 |
| Tabla 56. | Esfuerzos de diseño en viga exterior .....                                                                    | 207 |
| Tabla 57. | Esfuerzos máximos para viga interior y exterior .....                                                         | 207 |
| Tabla 58. | VIGA DE ACERO- PROPIEDADES DE SECCIÓN (referidas al Eje I)                                                    | 208 |
| Tabla 59. | Propiedades de sección compuesta, relación $n = 8$ .....                                                      | 210 |
| Tabla 60. | Propiedades de sección compuesta, relación $n = 3n$ .....                                                     | 211 |
| Tabla 61. | Esfuerzos por cargas en la viga compuesta interior, sección de máximo<br>momento positivo (sección 5).....    | 212 |

|           |                                                                                                             |     |
|-----------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 62. | Combinación de esfuerzos en la sección compuesta interior. ....                                             | 213 |
| Tabla 63. | PROPIEDADES DE LA SECCION DE VIGA DE ACERO .....                                                            | 214 |
| Tabla 64. | PROPIEDADES DE SECCIÓN COMPUESTA, $n=8$ (referidas al Eje I) .....                                          | 215 |
| Tabla 65. | PROPIEDADES DE SECCIÓN COMPUESTA, $n=3n$ (referida al EJE<br>1) .....                                       | 216 |
| Tabla 66. | Esfuerzos por cargas en la viga compuesta EXTERIOR, sección de<br>máximo momento positivo (sección 5) ..... | 217 |
| Tabla 67. | Combinación de esfuerzos en la sección compuesta EXTERIOR .....                                             | 217 |
| Tabla 68. | Cálculo de deflexiones por carga muerta.....                                                                | 228 |
| Tabla 69. | Constante de Amplitud de Fatiga Crítica ( $\Delta F$ ) TH.....                                              | 233 |
| Tabla 70. | Tabla 1 - Corte en secciones de viga (ton).....                                                             | 235 |
| Tabla 71. | Tabla 2 - Corte en secciones de viga (ton).....                                                             | 235 |
| Tabla 72. | Cálculo del paso “p” del stud según la envolvente de cortante por fatiga .....                              | 251 |
| Tabla 73. | Rangos de temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ ).....                                                           | 261 |
| Tabla 74. | Constante de amplitud de fatiga critica ( $\Delta F$ ) TH.....                                              | 264 |
| Tabla 75. | Propiedades del elastómero .....                                                                            | 266 |
| Tabla 76. | Periodos fundamentales de vibración .....                                                                   | 274 |
| Tabla 77. | Esfuerzos debido al análisis sísmico elástico en dirección x.....                                           | 275 |
| Tabla 78. | Esfuerzos debido al análisis sísmico elástico en dirección y .....                                          | 275 |
| Tabla 79. | Fuerzas y momentos del análisis sísmico elástico .....                                                      | 275 |
| Tabla 80. | Solicitaciones para los diferentes tipos de carga en la base del pilar .....                                | 277 |
| Tabla 81. | Combinaciones de diseño .....                                                                               | 277 |
| Tabla 82. | Combinación por Evento Extremo I en la base del pilar .....                                                 | 278 |

|            |                                                                                 |     |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 83.  | Fuerzas y momentos para el diseño biaxial .....                                 | 278 |
| Tabla 84.  | Fuerzas y momentos amplificados por Evento extremo I en la base del pilar ..... | 296 |
| Tabla 85.  | Datos de $P_u$ y $M_u$ considerando el factor $\phi$ para el diseño.....        | 297 |
| Tabla 86.  | Carga axial y momento en la dirección 3-3 .....                                 | 297 |
| Tabla 87.  | Carga axial y momento en la dirección 2-2 .....                                 | 298 |
| Tabla 88.  | Diagrama de interacción de la columna en la dirección del sismo X .....         | 298 |
| Tabla 89.  | Diagrama de interacción de la columna en la dirección del sismo Y .....         | 299 |
| Tabla 90.  | Refuerzo longitudinal con cuantía de 3.79% con barras de acero de 1 3/8" .....  | 300 |
| Tabla 91.  | Carga axial – Evento Extremo I para columna externa 351 .....                   | 302 |
| Tabla 92.  | Carga axial – Evento Extremo I para columna central 352 .....                   | 303 |
| Tabla 93.  | Diagrama de interacción sin $\phi$ para evaluación por sobrerresistencia .....  | 303 |
| Tabla 94.  | Fuerzas y momentos en la dirección 2-2 .....                                    | 304 |
| Tabla 95.  | Diagrama de interacción de la columna en la dirección longitudinal .....        | 304 |
| Tabla 96.. | Esfuerzos de diseño para la columna 351 .....                                   | 305 |
| Tabla 97.  | Esfuerzos de diseño para la columna 352 .....                                   | 305 |
| Tabla 98.  | Resumen de diseño por corte de las columnas exteriores.....                     | 310 |
| Tabla 99.  | Resumen de diseño por corte de la columna central.....                          | 310 |
| Tabla 100. | Fuerzas y momentos en la dirección 3- 3 .....                                   | 312 |
| Tabla 101. | Diagrama de interacción de la columna en el sentido transversal .....           | 312 |
| Tabla 102. | Momentos por sobrerresistencia y fuerza de corte en columnas 351 y 353.....     | 313 |

|            |                                                                                      |     |
|------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 103. | Momentos por sobrerresistencia y fuerza de corte en columna 352.....                 | 313 |
| Tabla 104. | Esfuerzos axiales generados por el volteo en la evaluación de columnas               | 314 |
| Tabla 105. | Fuerzas recalculadas por las fuerzas axiales con volteo .....                        | 314 |
| Tabla 106. | Distribución de la armadura transversal en la columna 351 y 353 por<br>torsión ..... | 318 |

## Resumen

La presente investigación se orientó a desarrollar la evaluación mediante un análisis para luego realizar el diseño estructural el puente vehicular Sorronto, situado en Oyotún, Chiclayo, Lambayeque. Se emplearon las normativas (AASHTO, 2024) y el (MTC, Manual de Puentes, 2018), con el objetivo de diseñar la estructura bajo los lineamientos de las normas en mención para garantizar su viabilidad y requerimientos geométricos de diseño estructural. De acuerdo con el área de influencia y a los estudios de ingeniería básicos la solución de proyectar un puente de sección compuesta es la alternativa más viable para una luz de 75 metros entre apoyos de estribos y un pilar al centro. Para elegir el tipo de puente a proyectar primero se realizó el estudio topográfico para la ubicación más idónea en el ancho del río Zaña, luego se realizaron calicatas en las zonas de ubicación de los estribos y toma de muestras de suelo para sus respectivos ensayos de contenido de humedad, clasificación granulométrica, estudio de sales, peso específico de suelos y capacidad portante para la cimentación. Posteriormente se partió con el predimensionamiento, definiendo geometría de la sección compuesta en la viga interior y exterior cumpliendo con los requerimientos establecidos en la norma (AASHTO, 2024), como el peralte mínimo para dimensionar la viga de acero de tipo doble T compuesta, se realizó la revisión de la geometría de la sección propuesta y se inició el modelado haciendo uso del software SAP 2000, en donde se analizó sus cargas tanto muerta y viva con presencia de carga dinámica (LL+IM) para la obtención de esfuerzos en flexión - corte tanto para viga interior como exterior, observándose que en la viga interior se obtienen los esfuerzos máximos por flexión y corte en el diseño de acuerdo a las combinaciones por Resistencia I, Servicio II, construcción y Fatiga I. Concluyendo luego del

diseño y chequeos de flexión, revisión de deflexiones y fatiga que la sección propuesta cumple satisfactoriamente. Luego se verificó cuanto resiste la sección compuesta al corte, que de ser necesario se rigidizó el alma con rigidizadores siguiendo la metodología de la norma AASHTO. Finalmente se diseñó los aceros de la losa conjuntamente con la vereda y la sección de los diafragmas.

**Palabras clave:** normativas AASHTO, Manual de diseño de Puentes, esfuerzos máximos, flexión, corte, combinaciones de diseño, resistencia en flexión, deflexiones, fatiga, cortante, rigidizadores.

## Abstract

This research focused on developing an evaluation through analysis, followed by the structural design, of the Sorronto vehicular bridge, located in Oyotún, Chiclayo, Lambayeque. The standards (AASHTO, 2024) and the (MTC, Bridge Manual, 2018) were used to design the structure according to their guidelines, ensuring its viability and compliance with the geometric requirements of the structural design. Based on the area of influence and the basic engineering studies, designing a composite section bridge is the most viable alternative for a span of 75 meters between abutment supports and a central pier. To choose the type of bridge to design, a topographic study was first carried out to determine the most suitable location within the width of the Zaña River. Then, test pits were dug in the areas where the abutments would be located, and soil samples were taken for their respective tests of moisture content, granulometric classification, salt study, specific weight of soils, and bearing capacity for the foundation. Subsequently, the preliminary design process began, defining the geometry of the composite section in the interior and exterior beams, complying with the requirements established in the standard (AASHTO, 2024), such as the minimum depth for dimensioning the composite double-T steel beam. The geometry of the proposed section was reviewed, and modeling began using SAP 2000 software. The dead and live loads, including dynamic load (LL+IM), were analyzed to obtain bending and shear stresses for both the interior and exterior beams. It was observed that the interior beam exhibited the maximum bending and shear stresses in the design according to the combinations for Strength I, Service II, Construction, and Fatigue I. After the design and flexural checks, deflection and fatigue analysis, it was concluded that the proposed section met the requirements satisfactorily. The shear resistance

of the composite section was then verified, and if necessary, the web was stiffened with stiffeners following the AASHTO standard methodology. Finally, the slab reinforcement was designed in conjunction with the sidewalk and the diaphragm section.

**Keywords: AASHTO standards, Bridge Design Manual, maximum stresses, bending, shear, design combinations, flexural strength, deflections, fatigue, stiffeners.**

## **Introducción**

En la presente investigación “Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oytún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque”, se formuló debido a la carencia de una estructura permanente sobre el río Zaña que conecte a Oytún con las localidades de Sorronto, San Luis, Motete, Cumbenique, Campo Nuevo, El Alumbra, La Compuerta y Santa Gallo. Según, (Comercio, 2023), manifiesta que los ciudadanos de la localidad de Sorronto, construyeron un puente artesanal para cruzar uno de los puntos del río Zaña, debido al aumento de caudal por las fuertes lluvias.

Sin embargo, dicha construcción provisional no garantiza la seguridad en la transitabilidad y se refleja en la necesidad de la población por mejoras en las vías de acceso y de garantizar óptimas condiciones de tránsito tanto vehicular como peatonal.

También, la investigación pone en evidencia la situación crítica de la región Lambayeque respecto a las condiciones climáticas y meteorológicas, por ejemplo, los efectos producidos por las máximas avenidas como consecuencia de la presencia del fenómeno del niño que causan enormes daños en la base de los estribos y pilares de un puente como consecuencia de la socavación y erosión, siendo esta una de las causas principales, del colapso de los puentes, es por ello, que la investigación busca realizar un análisis y diseño de una estructura resistente, garantizando su viabilidad y sus requerimientos geométricos para su funcionalidad.

Teniendo en consideración lo antecedido, la situación significativa se basa en proponer alternativas de soluciones viables que se acoplen a la geografía, y al contexto del lugar en

estudio. En ese sentido para el diseño se optó por elegir un puente de sección compuesta con viga doble T, ya que este sistema brinda una infraestructura resistente, duradera y confiable. Sobre todo, tiende a ser más eficiente y económica. Además, genera menores plazos en la construcción y la reducción en el periodo de la necesidad de mantenimiento (largo plazo).

Es preciso mencionar, que la metodología por optar alcanza un alto grado de compatibilidad con los estudios de campo (in situ) y de laboratorio de los parámetros necesarios. Por lo tanto, se realizará cálculos de predimensionamiento, metrado de cargas para el diseño de la viga principal exterior e interior, con ello obtener los esfuerzos por flexión en las vigas, sus esfuerzos máximos de la sección compuesta, el esfuerzo de resistencia provocado por la flexión en la sección compuesta, el chequeo de la resistencia en flexión de la viga de acero durante la construcción, revisión de deflexiones, fatiga, cortante en la sección compuesta, diseño de rigidizadores, conectores de cortante, diseño de diafragma y el diseño de la subestructura.

Con el planteamiento del proyecto se pretende lograr un crecimiento socioeconómico considerable en los sectores de influencia directa. Así mismo, impulsar en mejorar las infraestructuras viales para hacer frente a los fenómenos naturales, viéndose en la gran necesidad de realizar la implementación de diversos tipos de puentes.

Los autores.

## Capítulo I

### Planteamiento de la Investigación

#### 1.1. Síntesis de la realidad problemática

El colapso de puentes en Perú en los últimos años se ha visto afectado principalmente a causa de las intensas lluvias (Ciclón Yaku, Fenómeno del Niño costero) que incrementaron el caudal de sus ríos, provocando la erosión en las bases (estribos y pilares) debido a las crecidas, siendo una de las múltiples causas que afectan la estructura. Por citar algunos de ellos, tenemos, el puente peatonal atirantado Talavera, bautizado como “Puente Solidaridad” construido e inaugurado en el 2010, que unía los distritos del Agustino y San Juan de Lurigancho, se derrumbó con solo 7 años de vida. “El arquitecto Ortiz de Zevallos expone que, el peso del puente recaía en un extremo apoyado sobre un suelo "pésimo, que era relleno". La erosión provocada por el río Rímac ocasionó que este punto de apoyo colapsara, lo que resultó en la caída de todo el puente.” (Redacción Perú21). La caída del puente colgante peatonal La Arena sobre el río Chiñama en el distrito de Motupe, en la Región Lambayeque como consecuencia de las intensas lluvias (Ciclón Yaku) que conecta a 10 caseríos de los distritos de salas y Cañaris. El caso de la caída del puente Reque el 01 de marzo de 1998, debido al fenómeno del Niño Costero, pues provoco el hundimiento del terreno localizado en la base del pilar central y trajo consigo la caída de la estructura.

Sumado a ello, se tiene la falta de criterio para la ubicación apropiada del puente (nunca en curvas de ríos, sino enfocarse en las zonas rectas) así como el estudio geotécnico en la interacción suelo-estructura, además no se prevé la construcción de obras de protección (enrocados, gaviones, cimentación en pilotes, etc.) y encauzamiento (direccionamiento del

flujo) que al igual que el diseño estructural son de suma importancia ya que protege contra la socavación debido a los vórtices de las corrientes, y salvaguarda la estructura. Finalmente, el monitoreo y mantenimiento en puentes debe tomarse en cuenta, ya que los ríos por naturaleza son cambiantes y dinámicos, afectando el diseño hidráulico.

Así como los ejemplos citados anteriormente, ocurre en distintas partes del Perú, como es el caso del presente tema de investigación, el puente Sorronto, ubicado en el distrito de Oytún, Provincia de Chiclayo, Región Lambayeque. Con una longitud de 30 metros sobre el río Zaña, este puente artesanal conecta los centros poblados (La Compuerta, Campo Nuevo, Alumbral, Sorronto y San Luis) entre los distritos de Oytún y Zaña. Y que, debido a las fuertes lluvias ocurridas en el año 2022, debido a un incremento en el caudal del río Zaña provocó el colapso y dejó incomunicados a tres de sus centros poblados.

Entonces la presente investigación tendrá por consiguiente realizar un análisis estructural para posteriormente determinar el diseño haciendo uso lo establecido en (AASHTO, 2024) y (MTC, Manual de Puentes, 2018) en conjunto con los estudios básicos de hidráulica fluvial y geotecnia.

## **1.2. Formulación del problema**

¿Cómo se realizaría el análisis y diseño del nuevo puente Sorronto garantizando su viabilidad, cumpliendo con los requerimientos geométricos de diseño estructural con la normatividad vigente?

### **1.3. Justificación de la investigación**

Actualmente en la localidad de Sorronto, que es la zona en estudio para la proyección del puente de sección compuesta sobre el río Zaña no se cuenta con una estructura que permita la comunicación entre las localidades de Oyotún y Zaña, y que debido a las máximas avenidas que se tiene en épocas de fuertes lluvias y a la necesidad de comunicación entre ambos márgenes del río. Hoy por hoy debe prevalecer brindar la condición de tránsito vehicular y peatonal, el desarrollo económico y social entre los sectores mencionados; debido que se tiene una construcción provisional e informal que no brinda las condiciones de seguridad a la población involucrada.

La investigación busca dar solución a este problema, con la propuesta óptima de construcción de un puente de sección compuesta, dicha elección se hizo de acuerdo con el análisis de los estudios básicos de ingeniería y a la luz total a cubrir.

Además, la investigación presentará una metodología de diseño aplicable para puentes de sección compuesta con luces mayores a 75 metros, haciendo uso de los parámetros de las normativas (AASHTO, 2024) y el (MTC, Manual de Puentes, 2018).

### **1.4. Los objetivos de la investigación**

#### ***1.4.1. El objetivo general***

Diseñar un puente para la conexión entre los centros poblados de Sorronto (distrito de Oyotún) y la otra banda (distrito de Zaña) en la provincia de Chiclayo.

#### ***1.4.2. Los objetivos específicos***

Realizar los estudios básicos (geológico, topográfico, hidráulico y de transitabilidad) que llevan a la elaboración del diseño.

Establecer la ubicación puntual y las dimensiones de los componentes estructurales que conforman la superestructura y subestructura.

Elaborar un modelo de diseño estructural del puente Sorronto conforme a las disposiciones de las normativas (AASHTO, 2024) y el (MTC, Manual de Puentes, 2018), haciendo uso de los programas SAP2000 v14 y CSI BRIDGE.

### **1.5. La hipótesis de la investigación**

Aplicando la metodología de diseño establecido en las normas vigentes (AASHTO, 2024) y (MTC, Manual de Puentes, 2018) se realiza el análisis y diseño del Puente Sorronto, garantizando la viabilidad y cumpliendo con los requerimientos geométricos de diseño estructural.

## Capítulo II

### Diseño teórico

#### 2.1. Antecedentes

##### 2.1.1. Antecedentes Locales

(Mejía Hernández , 2018) En su tesis de pregrado: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RÍO REQUE – PANAMERICANA NORTE KM 772+789.33”, sustentada en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, presenta la propuesta de diseño de un puente de tipo atirantado (cables, tirantes y plataforma) sobre la corriente de agua del Río Reque. En la cual menciona que el actual Puente no satisface el adecuado desempeño puesto que no se consideraron los caudales de máximas avenidas en el diseño. En predisposición de la hidráulica del río y sumado a ello el impacto generado por las crecidas máximas originadas por el fenómeno del niño costero trajo consigo daños significativos. Así concluye en su tesis de investigación que para luces de entre (100 m-500 m) en este caso 150 m, es recomendable un diseño de puentes atirantados, puesto que, su estructura es muy eficiente y al ser hiperestático se logra distribuir y soportar de manera idónea las cargas distribuidas para su correcto funcionamiento.

(Farroñan Inoñan , 2023) en su tesis de pregrado: “DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR PARA OPTIMIZAR LA ACCESIBILIDAD DE LOS SECTORES MONTE VERDE A SAN LUIS, MORRÓPE, LAMBAYEQUE 2021”, sustentada en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, presenta la propuesta de diseño de un puente vehicular para cubrir una luz de 80 m, debido a la necesidad de cruzar el río Motupe en el sector Monte Verde a San Luis y la no presencia de una estructura que conecte ambos sectores, dónde se plasma la necesidad de garantizar las

óptimas condiciones de tránsito vehicular y peatonal. Para la cual, se presentan dos soluciones de diseño, puente viga-losa y puente cajón Multicelular de concreto armado convencional. Ambas opciones se diseñaron en base al (MTC, Manual de Puentes, 2018) y la norma internacional (AASHTO, 2024). Las dos alternativas se adecuaron a la zona de emplazamiento presentando una correcta funcionalidad, viabilidad y factor económico. Se escogió el puente viga-losa, siendo la opción más económica.

(Tipacti Requejo , 2019) en su tesis de pregrado: “ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DEL PUENTE LAQUIPAMPA, DISTRITO DE INCAHUASI, PROVINCIA DE FERREÑAFE, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, 2017”

sustentada en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, esta tesis nació con el propósito de conectar 79 caseríos cuya población aproximada fue de 16000 personas y que debido al fenómeno del Niño del año 2017 estos caseríos localizados desde Laquipampa hasta Incahuasi quedaron incomunicados con los distritos aledaños a la región. Como solución a ello, se propuso evaluar un puente de un solo tramo de sección tipo arco o tipo reticulado formado por celosías para salvar una luz de 68 m para finalmente evaluar ambas propuestas en base al desempeño estructural.

El funcionamiento de un puente arco, debe ser en cimentación en roca, lo cual se corrobora en un ensayo de diamantina en roca, sin embargo, estos costos son demasiado elevados y una estructura reticulada, con perfiles metálicos de sección “W”, tienen una gran resistencia a esfuerzos, por su distribución resultan relativamente ligera. Para ello se optó por el puente reticulado (celosías tipo Warren) en la superestructura, en la infraestructura se consignó estribos en voladizo y para las acciones sísmicas se consideró topes metálicos y de concreto. También en su propuesta de construcción se sugirió la construcción de un falso puente y el izamiento de las piezas de celosía por medio de grúas.

### **2.1.2. Antecedentes Nacionales**

(Guillen Llacchuas, 2021) en su tesis: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE ANCCOHUAYLLO SOBRE EL RÍO CHUMBAO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL DEL DISTRITO DE ANDAHUAYLAS – REGIÓN APURÍMAC – 2021”, sustentada en la Universidad Continental, realiza la propuesta de un puente a nivel de superestructura y subestructura haciendo uso de los parámetros de diseño proporcionados por los estándares nacionales como el (MTC, Manual de Puentes, 2018) e internacionales dado en la norma (AASHTO, 2024), con la finalidad de brindar una correcta circulación y mejorar la operatividad del tránsito de vehículos y peatones en el distrito de Andahuaylas – región Apurímac. Finalmente, el autor plantea su tesis como guía para futuros proyectos referentes al análisis y diseño de puentes.

(Altamirano Requejo , 2018) en su tesis: “ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO YURACYACU, EN EL SECTOR MONTERREY, DISTRITO DE NUEVA CAJAMARCA, PROVINCIA DE RIOJA, DEPARTAMENTO DE SAN MARTÍN”, sustentada en la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, elabora el análisis y diseño del puente de sección compuesta para una luz de 47 m proyectada sobre el rio Yuracyacu, aplicando la metodología (AASHTO, 2024) con el cual obtiene un diseño satisfactorio y confiable para seguridad de la población.

(Guillén García , 2018) en su tesis: “ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL PUENTE VEHICULAR CONTINUO “INCA MOYA” DE CONCRETO ARMADO Y DE ACERO ESTRUCTURAL SEGÚN LA NORMA AASHTO-LRFD”, sustentada en la Universidad San Ignacio de Loyola, realiza una comparativa técnica y económica a partir de los resultados generados por los diseños de los puentes vehiculares de acero estructural y concreto armado para una luz de 80 m desarrollado con la norma de diseño (AASHTO,

2024), encontrando que el puente vehicular continuo de acero estructural tiene un mejor comportamiento debido a su geometría y propiedades, salva luces mayores y demuestra que su capacidad de resistencia por efecto de la flexión es más elevado que la estructura del puente de concreto armado. Y en la parte económica disminuye costos de mano de obra, materiales y equipos por ser más rápido la ejecución en obra.

(Rodríguez Hinostroza, 2019) en su tesis: “DISEÑO DE UN PUENTE TIPO LOSA Y UN PUENTE VIGA LOSA HASTA 20M DE LUZ, EN EL DISTRITO DE CHILCA-2017”, sustentada en la Universidad Continental, realiza un procedimiento detallado para el diseño de puentes tipo losa y viga losa, realizando los siguientes pasos: el dimensionamiento del tablero, evaluación estructural del tablero junto con la vereda y el diseño de estos elementos que conforman el puente Chilca, mejorando así la situación social y económica de la población afectada.

## **2.2. Bases teóricas**

### **2.2.1. Ingeniería básica para el diseño del puente**

Antes de realizar el diseño estructural de un puente, se requiere los datos específicos y verídicos proveniente de los estudios realizados en la zona del emplazamiento de dicha estructura, ya que es indispensable para la correcta ubicación, la tipología del puente más adecuado a la zona, la geometría y el dimensionamiento de los elementos estructurales y las obras complementarias para salvaguardar la estructura.

A continuación, se mencionan los conceptos de los estudios básicos para el diseño de puente a aplicar. Estos conceptos son tomados del libro Puentes (9th Edition) por el autor Rodríguez Serquén, 2020.

#### **2.2.1.1. Estudios topográficos.**

Proporcionan la ubicación exacta de la estructura a proyectar, la dimensión de los elementos estructurales, así como la información base para el desarrollo de los estudios de

hidrología e hidráulica, geología, geotecnia y los efectos de impacto ambiental (Rodríguez Serquen, 2022).

#### **2.2.1.2. Estudios hidrológicos e hidráulicos.**

Contienen los aspectos hidrológicos e hidráulicos del área de influencia del Proyecto, como las máximas avenidas extraordinarias y los parámetros hidráulicos que conducen a la apreciación real de la dinámica de flujo del río.

#### **2.2.1.3. Estudios de geología y geotecnia.**

Comprenden características generales y específicas de formación geológica del suelo en el área del Proyecto, identificando sus propiedades geotécnicas por medio de ejecución de sondeos para su distribución correspondiente y servir de base en el diseño de las cimentaciones.

#### **2.2.1.4. Estudios de amenaza sísmica.**

La finalidad de este estudio es evaluar los parámetros que intervienen en la construcción del espectro de diseño y que afecta a las componentes en sentido horizontal y vertical del sismo en la cota de la cimentación, los cuales sirven como base para el diseño sismorresistente de la estructura.

#### **2.2.1.5. Estudios de efecto ambiental.**

Permiten identificar las causas del problema ambiental en el diseño del Proyecto, así como establecer medidas para evitar y atenuar los impactos que puedan generar.

#### **2.2.1.6. Estudios de tráfico.**

Este estudio se realiza cuando la magnitud del proyecto lo exige, con el fin de obtener la información de flujo de tránsito que servirá como base para el diseño estructural del puente.

### **2.2.2. Definición de puente**

Es una estructura que permite salvar un obstáculo y dar continuidad a una vía. Es así como sirven de soporte para caminos, carreteras o vías férreas, y también permiten el paso de tuberías y redes de energía distribuidas. Además, las estructuras destinadas a transportar canales o conducciones de agua reciben el nombre de acueductos; aquellas edificadas sobre terrenos secos o que atraviesan valles se denominan viaductos; y las que permiten cruzar autopistas o líneas ferroviarias se conocen como pasos elevados.

### **2.2.3. Componentes básicos de un puente**

La estructura de los puentes está conformada principalmente por dos partes:

La superestructura está formada por: el tablero que resiste de manera directa las cargas de las vigas, armaduras, cables, bóvedas y arcos; y que tiene por finalidad transferir dichas cargas del tablero a sus respectivos apoyos.

La subestructura está formada por: pilares (apoyos en el centro), estribos (apoyos en los extremos) que resisten de manera directa la superestructura y cimientos, en la que se encargan de transferir dichas cargas al terreno.

### **2.2.4. Cargas de diseño en puentes**

La siguiente clasificación de tipo de cargas detallado a continuación está dada por los lineamientos de la norma (AASHTO, 2024) y el libro Puentes con AASHTO LRFD 2020 (9th Edition) del autor Rodríguez Serquén en el año 2022.

#### **2.2.4.1. Cargas fijas (DC, DW y EV)**

- DC = Comprende el peso propio de los elementos estructurales junto con los elementos adicionales que no forman parte directa de la estructura.
- DW = Comprenden el peso propio de las capas de rodadura, pavimentos y de las instalaciones asociadas a los servicios públicos.

- EV = Se refiere a la carga vertical generada por el peso del suelo utilizando como material de relleno.

**Tabla 1. Peso unitario de acuerdo con el tipo de material**

**Tabla 3.5.1-1, AASHTO - Pesos unitarios de materiales (resumen)**

| Material                                              | Peso Unitario(kg/m <sup>3</sup> )           |
|-------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| Acero                                                 | 7850                                        |
| Agua fresca                                           | 1000                                        |
| salada                                                | 1020                                        |
| Albañilería de piedra                                 | 2700                                        |
| Aleaciones de aluminio                                | 2800                                        |
| Arcilla blanda                                        | 1600                                        |
| Arena, limo o grava no compactados                    | 1600                                        |
| Arena, limo, o arcilla compactados                    | 1900                                        |
| Concreto simple                                       |                                             |
| Liviano                                               | 1760                                        |
| De arena liviana                                      | 1920                                        |
| Peso Normal con $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$        | 2320                                        |
| Peso Normal con $350 < f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$ | $2240 + 0.23f'c$                            |
| Concreto Armado (C3.5, I AASHTO)                      | Peso Concreto Simple + 80 kg/m <sup>3</sup> |
| Grava, Macadam o balasto compactados                  | 2240                                        |
| Hierro fundido                                        | 7200                                        |
| Madera dura                                           | 960                                         |
| Blanda                                                | 800                                         |
| Relleno de ceniza                                     | 960                                         |
| Superficies de rodamiento bituminosas                 | 2240                                        |
| Material                                              | Peso por unidad de longitud (kg/m)          |
| Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía     | 300                                         |

Fuente. Tomado del libro de (Rodríguez Serquen, 2022)

#### 2.2.4.2. Sobrecargas vivas (LL y PL)

LL = carga generada por la circulación de vehículos sobre la estructura

PL = carga producida por la presencia y tránsito de peatones.

- Sobrecarga vehicular (LL)

Para el análisis del modelo teórico se evalúan las combinaciones haciendo uso de la carga viva correspondiente al HL-93 las cuales son:

Camión de diseño más carga de carril de diseño.

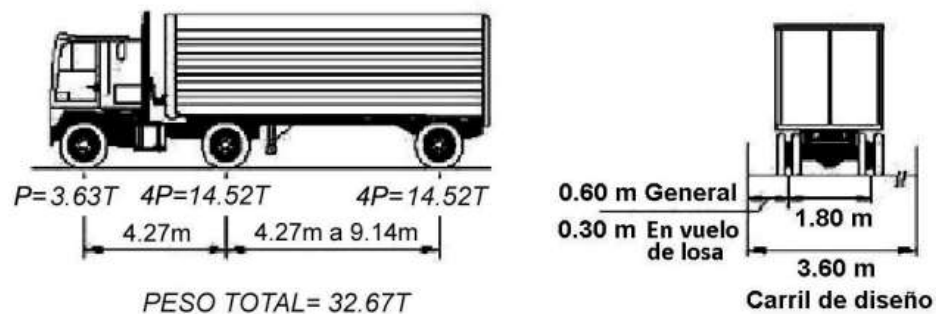
Camión tándem de diseño más carga de carril.

A) Camión de diseño

Según el detalle de la figura N°01, representa un camión que consta de tres ejes transversales con una separación de 1.80 m entre ejes de ruedas. En el eje longitudinal, el

primer eje presenta una carga de 3.63 T (35 KN), el segundo eje una carga de 14.52 T (145 KN) localizado a 4.27 m del eje frontal y el tercer eje una carga de 14.52 T (145KN) localizado a una distancia variable entre 4.27 m y 9.14 m, configuración donde se tiene los mayores efectos en los últimos ejes.

**Figura 1. Detalle de camión de diseño**



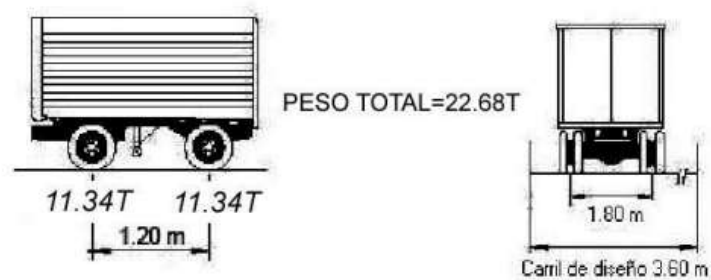
**Fig. 2.1 Camión estándar HL-93**

Fuente. Libro de (Rodríguez Serquen, 2022)

#### B) Tándem de diseño

Según el detalle de la figura N°02, representa un camión de dos ejes transversales con una separación de 1.80 m entre ruedas y en el sentido longitudinal ambos ejes de 11.34 T (110 KN) separados a 1.20 m.

**Figura 2. Detalle de tándem de diseño**



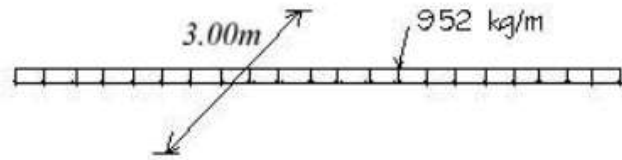
**Fig. 2.2 Tándem HL-93**

Fuente. Libro de (Rodríguez Serquen, 2022)

#### C) Carga de carril diseño

Según (AASHTO, 2024) se tiene una carga uniformemente distribuida de 952 Kg/m en un ancho de 3.00 m.

**Figura 3. Detalle de carga de carril**



**Fig. 2.3 Carga de carril HL-93**

Fuente. Libro de (Rodríguez Serquen, 2022)

- **Carga por fatiga.**

Para la verificación por estado límite de fatiga se evalúa con un vehículo de igual similitud al camión de diseño, donde sus ejes posteriores se encuentran a 9.14 m separados entre sí.

- **Presencia de Múltiples sobrecargas.**

La demanda máxima producida por las sobrecargas se obtiene analizando las diferentes combinaciones posibles analizando los carriles cuando están cargados, aplicando posteriormente un coeficiente de presencia múltiple. Este criterio no se utiliza para la verificación del evento límite de fatiga.

Factor  $m$  de presencia múltiple

**Tabla 2. Factor  $m$  de presencia múltiple**

**Tabla 3.6.1.1.2-1, AASHTO - Factor  $m$  de presencia múltiple**

| Número de carriles cargados | Factor de presencia múltiple, $m$ |
|-----------------------------|-----------------------------------|
| 1                           | 1.20                              |
| 2                           | 1.00                              |
| 3                           | 0.85                              |
| >3                          | 0.65                              |

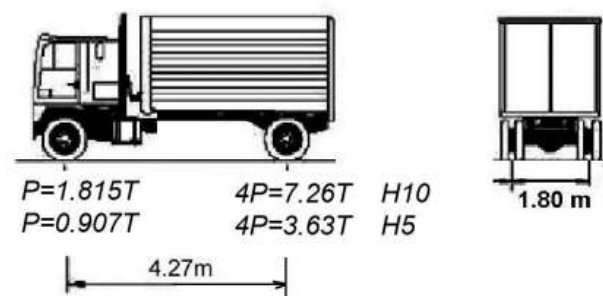
Fuente. Tomado del libro de (Rodríguez Serquen, 2022)

- **Sobrecarga Peatonal (PL).**

Para el diseño de puentes peatonales se considera la aplicación de una carga distribuida de 440 kg/m<sup>2</sup>, la cual se utiliza sin incluir incrementos por efectos dinámicos (IM).

(Rodríguez Serquen, 2022), cuando no existen dispositivos físicos que impidan el acceso vehicular, el puente peatonal también debe verificarse para la circulación de vehículos de mantenimiento, para estos casos se adopta un vehículo tipo H5 para anchos libres comprendidos entre 2.10 m y 3.05 m, mientras que para anchos libres mayores a 3.05 m se considera un vehículo H10, evaluándose bajo la condición límite de Resistencia I.

**Figura 4. Camiones H5 y H10**



**Fig. 2.4 Camiones H10 y H5**

Fuente. Libro de (Rodríguez Serquen, 2022)

#### **2.2.4.3. Incremento por carga dinámica (IM)**

Para los efectos estáticos del camión o tándem de diseño se deberán mayorar por los siguientes porcentajes mostrados en la tabla, sin considerar las fuerzas de frenado y centrífugas. (Rodríguez Serquen, 2022).

**Tabla 3. Factor de incremento por carga dinámica IM****Tabla 3.6.2.1-1, AASHTO - Factor de incremento por carga dinámica IM**

| Componente                                     | IM  |
|------------------------------------------------|-----|
| Juntas del tablero – Todos los Estados Límites | 75% |
| Todos los demás componentes                    |     |
| Estado Límite de fatiga y fractura             | 15% |
| Todos los demás Estados Límites                | 33% |

Fuente. Libro de (Rodríguez Serquen, 2022)

Nota: Sin considerar cargas peatonales ni carril de diseño.

#### **2.2.4.4. Fuerzas centrífugas (CE)**

Este tipo de fuerza tiene su aplicación en puentes curvos y se determina multiplicando el factor C por la carga correspondiente en cada eje del camión y/o tándem de diseño (Rodríguez Serquen, 2022).

$$C = f \frac{V^2}{gR}$$

Siendo:

f = 1.0 para el estado de fatiga y 4/3 para otras combinaciones.

V = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

R = radio en la curvatura del carril (m)

g = 9.81 m/s<sup>2</sup>

Estas fuerzas se consideran actuando en dirección horizontal aplicadas a 1.80 m por encima del nivel de la calzada. Para su evaluación se hace uso de factores conocidos como presencia múltiple y sin considerar el incremento por carga dinámica (IM). Menospreciando la carga de carril.

#### **2.2.4.5. Fuerza debido al frenado (BR)**

La fuerza de frenado se ubica en los carriles de diseño donde se prevé que en la misma dirección estén cargados y transporte tráfico. Se emplean factores de presencia

múltiple, no se aplica el IM. La aplicación de la fuerza es sobre la superficie de la calzada a una distancia de 1.80m (Rodríguez Serquen, 2022).

#### **2.2.4.6. Cargas sobre veredas**

De acuerdo con la norma (AASHTO, 2024), en las aceras o veredas con un ancho mayor a 0.60 m se debe considerar una sobrecarga uniforme de 360 kg/m<sup>2</sup>. Esta carga debe evaluarse de manera simultánea con la sobrecarga vehicular (Rodríguez Serquen, 2022).

### **2.2.5. Estados límites, factores y combinaciones de carga**

#### **2.2.5.1. Estados límites**

Situación donde la estructura no satisface los requerimientos de diseño.

#### **2.2.5.2. Factores y combinaciones de carga**

El efecto total de la fuerza factorizada se tomará como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

$n_i$  = Modificador de carga (índice)

$Q_i$  = Efectos de fuerza de las cargas

$\gamma_i$  = Factores de carga especificados en las tablas 1 y 2

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer E.c 1. 3.2.1-1 en cuanto a las combinaciones cuando se aplican factores ajustados por efectos de fuerza extrema como se detalla en cada uno de los siguientes estados límites:

**RESISTENCIA I.-** Combinación que incluye las cargas básicas correspondientes al uso vehicular normal del puente, con excepción de los efectos del viento.

**RESISTENCIA II.-** Incluye cargas asociadas al tránsito de vehículos especiales definidos por el dueño del puente, vehículos que tienen una circulación restringida, o ambos casos, sin considerar las acciones del viento.

RESISTENCIA III.- Comprende la combinación en la que se incorpora en las cargas los efectos del viento en el diseño correspondiente a la ubicación del puente.

RESISTENCIA IV.- Se enfoca en los efectos de la carga muerta sobre la superestructura del puente.

RESISTENCIA V.- Considera la operación del puente con tráfico normal de vehículos, sumado a la acción del viento de 129 km/h.

EVENTO EXTREMO I.- Incluye la acción sísmica en la combinación de cargas.

EVENTO EXTREMO II.- Comprende cargas de hielo, impactos de embarcaciones y vehículos, así como ciertos eventos hidráulicos, usando una sobrecarga reducida distinta a la empleada en la carga de colisión de vehículos, CT.

SERVICIO I.- Refleja en la operación de manera normal el efecto del viento de valor igual a 113 km/h, en la que toma sus valores nominales para todas las cargas.

SERVICIO II.- Combinación aplicada con la finalidad de controlar las acciones de fluencia en estructuras de acero y el resbalamiento crítico en conexiones debido a la sobrecarga vehicular.

SERVICIO III.- Corresponde a la combinación de cargas aplicada únicamente para la fuerza en tracción de superestructuras de concreto pretensado, destinada a controlar la fisuración y las tracciones críticas en las secciones del alma de las vigas segmentadas.

SERVICIO IV.- Combinación orientada únicamente a la tracción en subestructuras de concreto pretensado, buscando prevenir fisuración.

FATIGA I.- Combina cargas de fatiga y fractura asociadas a la vida útil finita por fatiga inducida. Aplicado para volúmenes bajos de tráfico.

FATIGA II.- Combina cargas de fractura y/o fatigas asociadas a la vida útil finita por fatiga inducida. Aplicado para volúmenes bajos de tráfico.

El diseño basado en el método LRFD, exige que se cumpla la siguiente ecuación:

$$\sum n\gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

El valor máximo de  $\gamma_i$  es adecuado para las cargas que cumplen:

$$n = n_D n_R n_I \geq 0.95$$

El valor mínimo de  $\gamma_i$  es adecuado para las cargas que cumplen:

$$n = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.0$$

Siendo:

$\gamma_i$  = Factor referido a la carga

$\phi$  = Factor referido a la resistencia

$n$  = Factor, el cual modifica las cargas

$n_D$  = Factor que está relacionado a la ductilidad

$n_R$  = Factor que está relacionado a la redundancia

$n_I$  = Factor que está relacionado con la operatividad

$Q_i$  = Solicitación

$R_n$  = Resistencia nominal

$R_r$  = Factor relacionado con la resistencia mayorada =  $\phi R_n$

## PROPIEDADES

Ductilidad. – La estructura del puente se debe diseñar y especificar de manera detallada su objetivo es garantizar que las deformaciones ocurridas de forma inelástica y sobre todo cuando se alcanza las condiciones en límite de resistencia y evento extremo que ocurra antes de fallar repentinamente.

Para el caso límite de resistencia se tiene:

$n_D \geq 1.05$  Componentes y conexiones no dutctiles.

= 1.00, diseños y detalles convencionales

$\geq 0.95$  Para los componentes y conexiones cuyo comportamiento dúctil especificado adiciona medidas en cuanto a las especificaciones requeridas.

Para todos los demás límites de resistencia requeridos se usará  $n_D = 1.00$

Redundancia. – Para el diseño de puentes se debe considerar estructuras o elementos continuos puesto que facilita que compartan esfuerzos y tengan variados trayectos de transmisión de carga. A su vez asegura que al fallar un elemento las cargas se reparten a las distintas secciones y evitar su colapso progresivo o inmediato.

Así mismo, los componentes principales de un puente cuya falla podría provocar el colapso de la estructura, se deben diseñar como componentes que susciben una falla crítica y el sistema se considera no redundante, es decir, se tiene un mayor control y mayores factores de seguridad, puesto que no hay “redundancia” que pueda compensar la pérdida o falla.

Para la condición límite de resistencia se tiene:

$n_D \geq 1.05$ , elementos no redundantes.

$= 1.00$ , considerando la redundancia de manera convencional.

$\geq 0.95$ , considerando la redundancia de manera excepcional.

Y en los demás casos:  $n_R = 1.00$

La significancia operativa:

Se aplica únicamente en casos de resistencia y evento extremo.

Para el caso donde se evalúa la resistencia limite.

$n_D \geq 1.05$ , puentes significativos.

$= 1.00$ , puentes típicos.

$\geq 0.95$ , puentes no significativos.

Y en los demás casos:  $n_I = 1.00$

Observación: En el caso de Servicio y Fatiga se toma  $n = 1.0$  ( $n_D = n_R = n_I =$

1)

**Tabla 4. Factores y combinaciones de carga**

**Tabla 3.4.1-1, AASHTO - Factores de carga y combinaciones**

| Load<br>Combination<br>Limit State | DC<br>DD<br>DW<br>EH<br>EV<br>ES<br>EL<br>PS<br>CR<br>SH | LL<br>IM<br>CE<br>BR<br>PL<br>LS | WA   | WS   | WL   | FR   | TU        | TG            | SE            | Use One of These at a Time |      |      |      |      |
|------------------------------------|----------------------------------------------------------|----------------------------------|------|------|------|------|-----------|---------------|---------------|----------------------------|------|------|------|------|
|                                    |                                                          |                                  |      |      |      |      |           |               |               | EQ                         | BL   | IC   | CT   | CV   |
| Strength I<br>(unless noted)       | $\gamma_F$                                               | 1.75                             | 1.00 |      |      | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{FG}$ | $\gamma_{SE}$ |                            |      |      |      |      |
| Strength II                        | $\gamma_F$                                               | 1.35                             | 1.00 |      |      | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{FG}$ | $\gamma_{SE}$ |                            |      |      |      |      |
| Strength III                       | $\gamma_F$                                               |                                  | 1.00 | 1.00 |      | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{FG}$ | $\gamma_{SE}$ |                            |      |      |      |      |
| Strength IV                        | $\gamma_F$                                               |                                  | 1.00 |      |      | 1.00 | 0.50/1.20 |               |               |                            |      |      |      |      |
| Strength V                         | $\gamma_F$                                               | 1.35                             | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{FG}$ | $\gamma_{SE}$ |                            |      |      |      |      |
| Extreme<br>Event I                 | 1.00                                                     | $\gamma_{EQ}$                    | 1.00 |      |      | 1.00 |           |               |               | 1.00                       |      |      |      |      |
| Extreme<br>Event II                | 1.00                                                     | 0.50                             | 1.00 |      |      | 1.00 |           |               |               |                            | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Service I                          | 1.00                                                     | 1.00                             | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00/1.20 | $\gamma_{FG}$ | $\gamma_{SE}$ |                            |      |      |      |      |
| Service II                         | 1.00                                                     | 1.30                             | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00/1.20 |               |               |                            |      |      |      |      |
| Service III                        | 1.00                                                     | $\gamma_{LL}$                    | 1.00 |      |      | 1.00 | 1.00/1.20 | $\gamma_{FG}$ | $\gamma_{SE}$ |                            |      |      |      |      |
| Service IV                         | 1.00                                                     |                                  | 1.00 | 1.00 |      | 1.00 | 1.00/1.20 |               | 1.00          |                            |      |      |      |      |
| Fatigue I<br>LL, IM & CE<br>only   |                                                          | 1.75                             |      |      |      |      |           |               |               |                            |      |      |      |      |
| Fatigue II<br>LL, IM & CE<br>only  |                                                          | 0.80                             |      |      |      |      |           |               |               |                            |      |      |      |      |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

NOTAS:

Para las deformaciones, se considerará el mayor valor de los factores de carga aplicados a TU; mientras que, para las demás sollicitaciones se adoptará el menor valor.

La combinación para Evento Extremo I, el coeficiente de carga que evalúa la sobrecarga  $\gamma_{EQ} < 1.0$ , deberá determinarse de manera específica de acuerdo con las características existentes. Según (AASHTO, 2024) anteriormente utilizó  $\gamma_{EQ} = 0$ . No obstante, al no encontrarse completamente definido este aspecto resulta razonable prever la posibilidad de evaluar de manera parcial la sobrecarga en combinación con la acción sísmica, es decir  $\gamma_{EQ} < 1.0$ . En ese sentido puede adoptarse  $\gamma_{EQ} = 0.5$  como un valor razonable para un extenso rango de condiciones de tráfico.

" $\gamma_{TG}$ " y " $\gamma_{SE}$ ", estos coeficientes de carga se consideran respecto de las cualidades de la estructura del puente.  $\gamma_{TG}$  Sino se encuentra o carece de información necesaria se considera: el valor de 0.0 en estados límites de resistencia y evento extremos, 1.0 en estado límite de servicio cuando no se considera sobrecarga, y 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera sobrecarga. Y si no hay información para  $\gamma_{SE}$  se toma el valor de 1.0.

**Tabla 5. Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$**

**Tabla 3.4.1-2, AASHTO - Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$**

| Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para Calcular Fricción Negativa (Downdrag)    |                                                  | Factor de Carga |        |
|---------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|-----------------|--------|
|                                                                                       |                                                  | Máximo          | Mínimo |
| DC: Elemento y Accesorios                                                             |                                                  | 1.25            | 0.90   |
| DC: Sólo Resistencia IV                                                               |                                                  | 1.50            | 0.90   |
| DD: Downdrag                                                                          | Pilotes, Método Tomlinson $\alpha$               | 1.4             | 0.25   |
|                                                                                       | Pilotes, Método $\lambda$                        | 1.05            | 0.30   |
|                                                                                       | Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999) | 1.25            | 0.35   |
| DW: Superficies de Rodamiento e Instalaciones para Servicios                          |                                                  | 1.50            | 0.65   |
| EH: Presión Horizontal del Terreno:                                                   |                                                  |                 |        |
| • Activa                                                                              |                                                  | 1.50            | 0.90   |
| • En Reposo                                                                           |                                                  | 1.35            | 0.90   |
| • AEP para muros anclados                                                             |                                                  | 1.35            | N/A    |
| EL: Tensiones Residuales en Construcción                                              |                                                  | 1.00            | 1.00   |
| EV: Presión Vertical del Terreno                                                      |                                                  |                 |        |
| • Estabilidad Global                                                                  |                                                  | 1.00            | N/A    |
| • Muros de Sosténimiento y Estribos                                                   |                                                  | 1.35            | 1.00   |
| • Estructura Rígida Enterrada                                                         |                                                  | 1.30            | 0.90   |
| • Marcos Rígidos                                                                      |                                                  | 1.35            | 0.90   |
| • Estructuras Flexibles Enterradas                                                    |                                                  |                 |        |
| o Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas |                                                  | 1.5             | 0.9    |
| o Alcantarillas Termoplásticas                                                        |                                                  | 1.3             | 0.9    |
| o Todas las demás                                                                     |                                                  | 1.95            | 0.9    |
| ES: Sobrecarga de Suelo                                                               |                                                  | 1.50            | 0.75   |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

**Tabla 6. Factores de carga para cargas fijas debido a deformaciones  $\gamma_p$**

**Tabla 3.4.1-3, AASHTO - Factores de carga para cargas permanentes debido a deformaciones sobreimpuestas,  $\gamma_p$**

| Componente del Puente                                                                   | PS  | CR, SH                                |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----|---------------------------------------|
| Superestructuras - Segmentadas                                                          | 1.0 | Ver $\gamma_p$ para DC, Tabla 3.4.1-2 |
| Subestructuras de Concreto soportando Superestructuras Segmentadas (ver 3.12.4, 3.12.5) |     |                                       |
| Superestructuras de concreto - no segmentadas                                           | 1.0 | 1.0                                   |
| Subestructuras soportando Superestructuras no segmentadas                               |     |                                       |
|                                                                                         |     |                                       |
| • usando $I_g$                                                                          | 0.5 | 0.5                                   |
| • usando $I_{effective}$                                                                | 1.0 | 1.0                                   |
| Subestructuras de Acero                                                                 | 1.0 | 1.0                                   |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

**Tabla 7. Factores de carga para carga viva,  $\gamma_{LL}$**

**Tabla 3.4.1-4, AASHTO - Factores de carga para carga viva  $\gamma_{LL}$ , combinación de carga Servicio III**

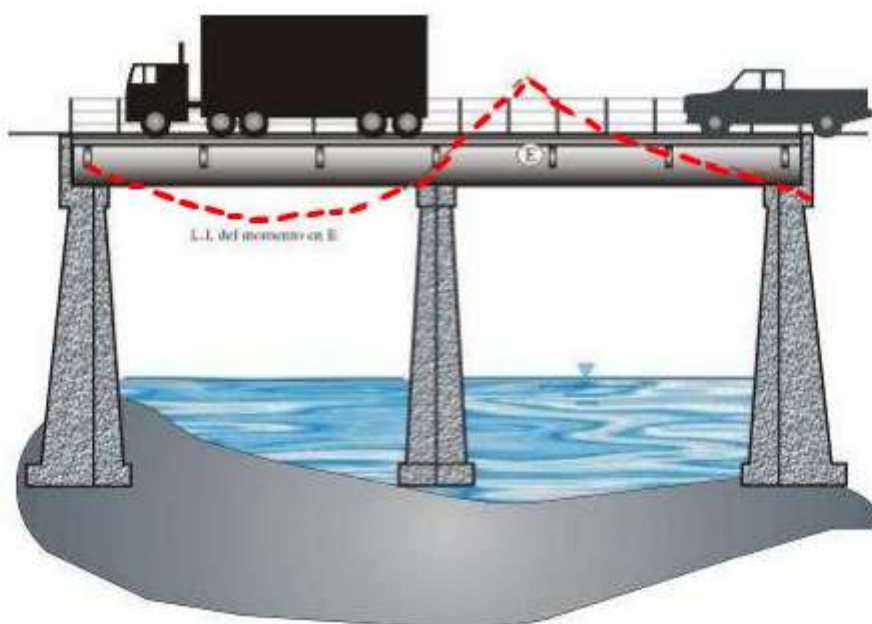
| Componente                                                                                                                                                                                                                | $\gamma_{LL}$ |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| Componentes de concreto presforzado diseñados usando las estimaciones refinadas de pérdidas dependientes del tiempo como lo especificado en el Art. 5.9.5.4 en conjunción con el aprovechamiento de la ganancia elástica. | 1.0           |
| Otros componentes de concreto presforzado                                                                                                                                                                                 | 0.8           |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

### 2.2.6. Líneas de influencia en puentes

Las líneas de influencia se utilizan para evaluar las cargas dinámicas debido al tráfico de vehículos, puesto que, varían constantemente.

**Figura 5. Líneas de influencia en un puente**



Fuente. Tomado del Capítulo 3 del libro diseño de Puentes de AASHTO  
Fuente: (AASHTO, 2024)

La línea de influencia es una representación gráfica en el que se calcula la variación de determinados esfuerzos dependiendo de las posiciones de la carga móvil unitaria que se desplaza sobre la estructura. En el caso de estructuras isostáticas se representa por líneas rectas y estructuras hiperestáticas se expresa por líneas curvas (Rodríguez Serquen, 2022).

Una variedad de estructuras, están expuestas o bajo la acción rutinaria de cargas dinámicas en magnitud y dirección, pudiendo ser cargas concentradas y/o uniformes, por ejemplo: En un puente sometido al paso de un vehículo, los esfuerzos y las deformaciones que se generan depende de la ubicación que la carga ocupa sobre la estructura. Asimismo, el máximo valor de estas solicitaciones ocurre cuando la carga se encuentra en una ubicación específica, la cual inicialmente no es conocida. Debido a que se trata de cargas móviles, el análisis estructural resulta más complejo que en el caso de cargas estáticas. Por esta razón, se recurre al uso de las líneas de influencia, que permiten identificar las posiciones de la carga que producen los efectos más desfavorables en la estructura.

### ***2.2.7. Superestructura en puentes***

#### ***2.2.7.1. Puentes por sistema estructural principal***

- **Tipo Viga**

Los puentes tipo Viga, tienen a ser simplemente apoyados, isostáticos, continuos o hiperestáticos. Pudiendo ser el elemento viga de concreto armado, metálicas, cajón, tipo I. Los puentes losa, se clasifican dentro a pesar de trabajar diferente (MTC, Manual de Puentes, 2018)

- **Puentes tipo Arco**

Los puentes tipo arco, son estructuras dónde el elemento principal “el arco” transfieren las tensiones alrededor de toda la curvatura dando así, las compresiones en todas las partes. Estos puentes se clasifican de acuerdo con donde se ubica el tablero: Arco de tablero superior (el tablero se apoya directamente sobre el arco) Arco de tablero intermedio (el tablero se ubica a media altura del arco) y Arco de tablero inferior (el tablero cuelga del arco mediante tirantes).

- **Puentes suspendidos**

Los puentes suspendidos, está comprendido por estructuras donde el tablero se suspende de cables o péndolas. En el sistema se desarrolla la tracción cuando se analiza los cables y se evalúa la compresión cuando se analiza en las torres.

### **2.2.8. *Parámetros generales del Análisis Sísmico según norma AASHTO LRFD 2024 10th Edition***

Según lo especificado en el capítulo 3.10 de la norma, menciona que se considera en el diseño del puente para que el colapso sea poco probable, pero con posibilidad de presentar daños considerables y verse afectado la interrupción del servicio predispuesto a movimientos sísmicos con la probabilidad de superar el límite del 7% en un tiempo de 75 años. Sin embargo, la filosofía de diseño es esperar un daño severo sin llegar al colapso del puente.

Durante la etapa de análisis sísmico, primero se identificará la amenaza sísmica correspondiente al sitio del proyecto. Posteriormente, se calculará el coeficiente de respuesta elástica ( $C_{sm}$ ) sujeto a parámetros relacionados al estudio de suelos y ubicación del proyecto.

#### **2.2.8.1. *Coeficientes de aceleración del terreno***

Según la ubicación geográfica del puente, mediante los mapas de iso-aceleraciones del Perú se calcula los factores altos por aceleración del terreno sobre la roca tipo B (PGA), periodo corto  $S_s$  (0.20s) y periodo largo  $S_1$  (1.0s) correspondiente a un amortiguamiento crítico del 5%.

$S_s$  = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio Clase B)

$S_1$  = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en periodo de 1.0 segundos sobre roca (Sitio Clase B)

### 2.2.8.2. Clases de sitio

Según las características del suelo en dónde se va a emplazar el puente, en la tabla 3.10.3.1-1 AASHTO, establece la clasificación en base al sitio (A, B, C, D, E y F) en base al perfil y resultados de ensayos de suelos.

Siendo:

$V_s$  = promedio de velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft

$N$  = promedio de la cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft.

$S_u$  = promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelo superiores a 100 ft

$PI$  = índice plástico (ASTM D4318)

$W$  = contenido de humedad (ASTM D2216)

#### Tabla 8. Definición de clases de sitio

**Tabla 7.1 Definición Clase de Sitio (Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO)**

| Clases de Sitio | Tipo de Suelo y Perfil                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
|-----------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| A               | Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $v_s > 5,000$ ft/s                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| B               | Roca con $2,500$ ft/s $< v_s < 5,000$ ft/s                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |
| C               | Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< v_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes/ft, o $S_u > 2.0$ ksf                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| D               | Suelo rígido con $600$ ft/s $< v_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ft, o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| E               | Perfil de suelo con $v_s < 600$ ft/s o con cualquiera $N < 15$ golpes/ft o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf                                                                                                                                                                                                                                                   |
| F               | Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H</math> = espesor del suelo)</li> <li>• Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>• Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul> |

**Excepciones:** Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

### 2.2.8.3. Factores de sitio

Los factores de sitio  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ , determinados en las tablas 3.10.3.2-1, 3.10.3.2-2 y 3.10.3.2-3 AASHTO serán usados cuando el periodo es cero, corto y largo respectivamente. Dichos valores se determinan a partir de la clase de sitio especificada en la tabla 3.10.3.1-1 AASHTO y de los coeficientes de aceleración del terreno ( $PGA$ ,  $S_s$  y  $S_1$ ), los cuales se obtienen de los mapas de iso-aceleraciones correspondientes a las diferentes zonas sísmicas del país.

**Tabla 9. Valores de factor de sitio,  $F_{pga}$**

**Tabla 7.2 Valores de Factor de Sitio,  $F_{pga}$ , en periodo-cero en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO)**

| Clase de sitio | Coeficiente aceleración pico del terreno ( $PGA$ ) <sup>1</sup> |              |              |              |              |
|----------------|-----------------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|                | $PGA < 0.10$                                                    | $PGA = 0.20$ | $PGA = 0.30$ | $PGA = 0.40$ | $PGA > 0.50$ |
| A              | 0.8                                                             | 0.8          | 0.8          | 0.8          | 0.8          |
| B              | 1                                                               | 1            | 1            | 1            | 1            |
| C              | 1.2                                                             | 1.2          | 1.1          | 1            | 1            |
| D              | 1.6                                                             | 1.4          | 1.2          | 1.1          | 1            |
| E              | 2.5                                                             | 1.7          | 1.2          | 0.9          | 0.9          |
| F <sup>2</sup> | *                                                               | *            | *            | *            | *            |

Notas:

1. Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de  $PGA$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F.

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

**Tabla 10. Valores de factor de sitio,  $F_a$**

**Tabla 7.3 Valores de Factor de Sitio,  $F_a$ , para rango de periodo corto en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO)**

| Clase de sitio | Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec ( $S_s$ ) <sup>1</sup> |             |             |             |             |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                | $SS < 0.25$                                                                 | $SS = 0.50$ | $SS = 0.75$ | $SS = 1.00$ | $SS > 1.25$ |
| A              | 0.8                                                                         | 0.8         | 0.8         | 0.8         | 0.8         |
| B              | 1.0                                                                         | 1.0         | 1.0         | 1.0         | 1.0         |
| C              | 1.2                                                                         | 1.2         | 1.1         | 1.0         | 1.0         |
| D              | 1.6                                                                         | 1.4         | 1.2         | 1.1         | 1.0         |
| E              | 2.5                                                                         | 1.7         | 1.2         | 0.9         | 0.9         |
| F <sup>2</sup> | *                                                                           | *           | *           | *           | *           |

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de  $S_s$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F.

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

**Tabla 11. Valores de factor de sitio,  $F_v$**

**Tabla 7.4 Valores de Factor de Sitio,  $F_v$ , para rango de periodo largo en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO)**

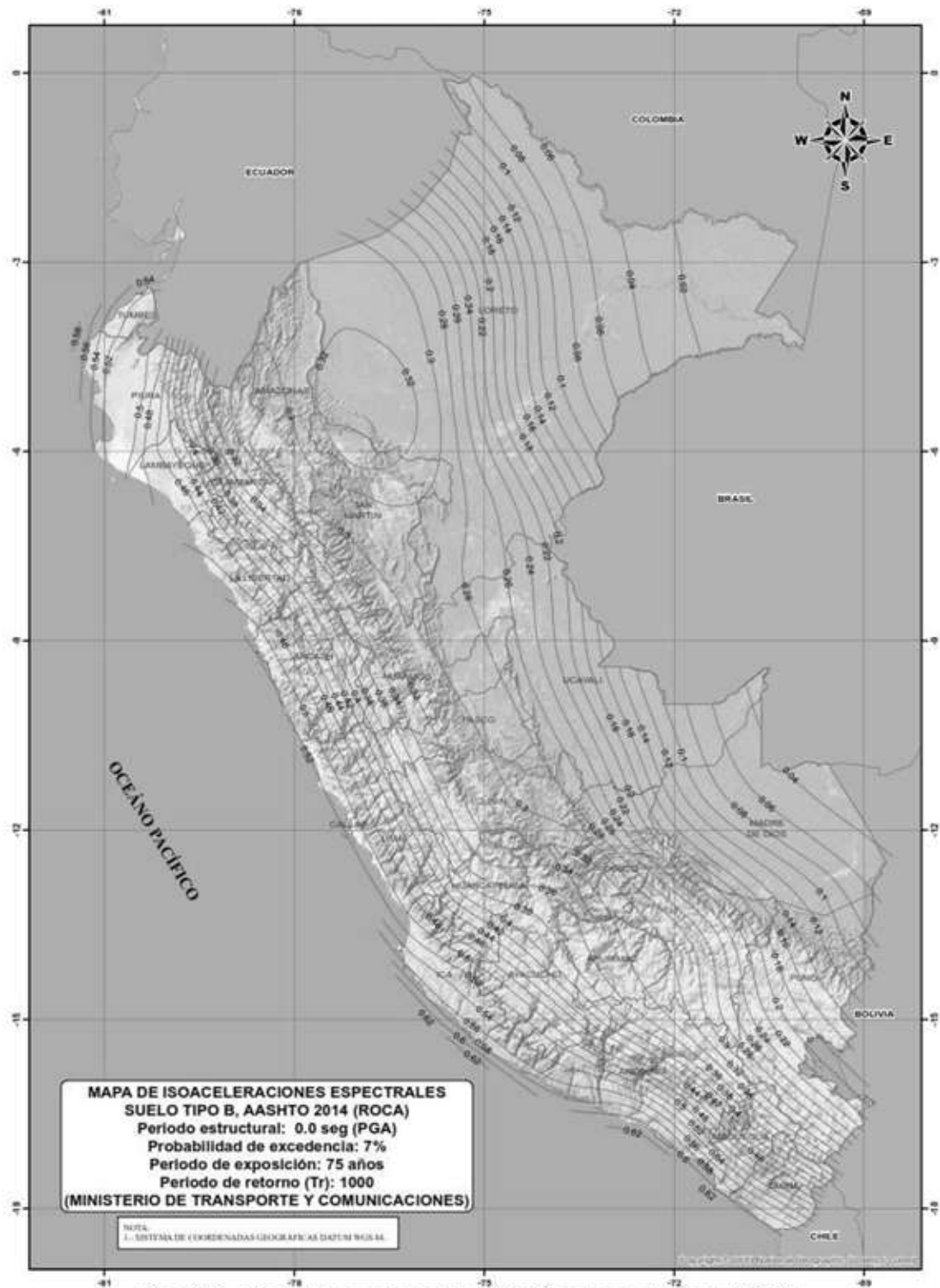
| Clase de sitio | Coeficiente aceleración espectral en Periodo 1.0 sec ( $S_1$ ) <sup>1</sup> |             |             |             |             |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                | $S_1 < 0.1$                                                                 | $S_1 = 0.2$ | $S_1 = 0.3$ | $S_1 = 0.4$ | $S_1 > 0.5$ |
| A              | 0.8                                                                         | 0.8         | 0.8         | 0.8         | 0.8         |
| B              | 1.0                                                                         | 1.0         | 1.0         | 1.0         | 1.0         |
| C              | 1.7                                                                         | 1.6         | 1.5         | 1.4         | 1.3         |
| D              | 2.4                                                                         | 2           | 1.8         | 1.6         | 1.5         |
| E              | 3.5                                                                         | 3.2         | 2.8         | 2.4         | 2.4         |
| F <sup>2</sup> | *                                                                           | *           | *           | *           | *           |

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de  $S_1$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F.

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

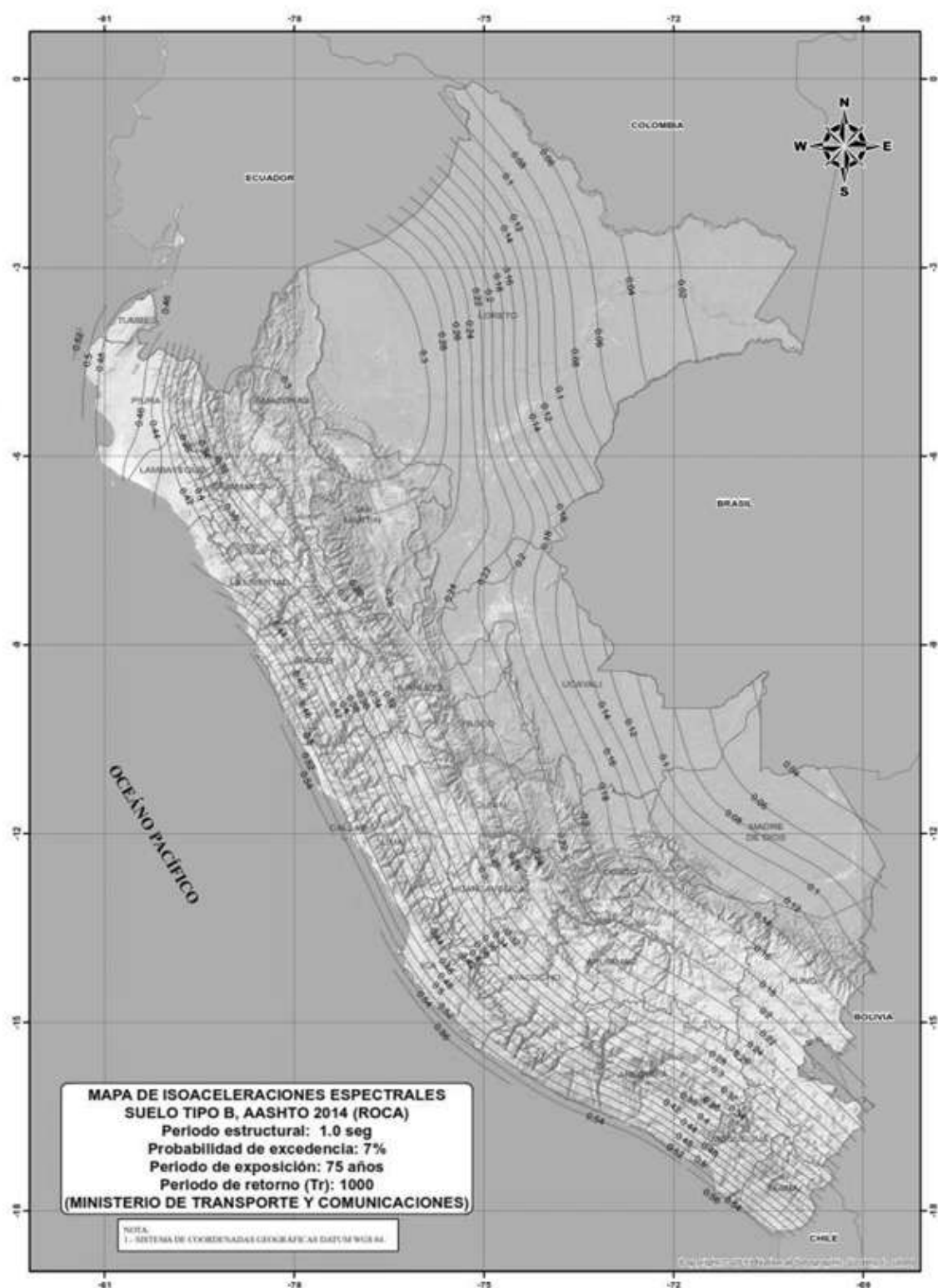
**Figura 6. Mapa de Iso-aceleraciones (Perú) para el cálculo de (PGA)**



**Fig. 7A.1 Mapa de Isoaceleraciones (Perú) para el cálculo de (PGA)**

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

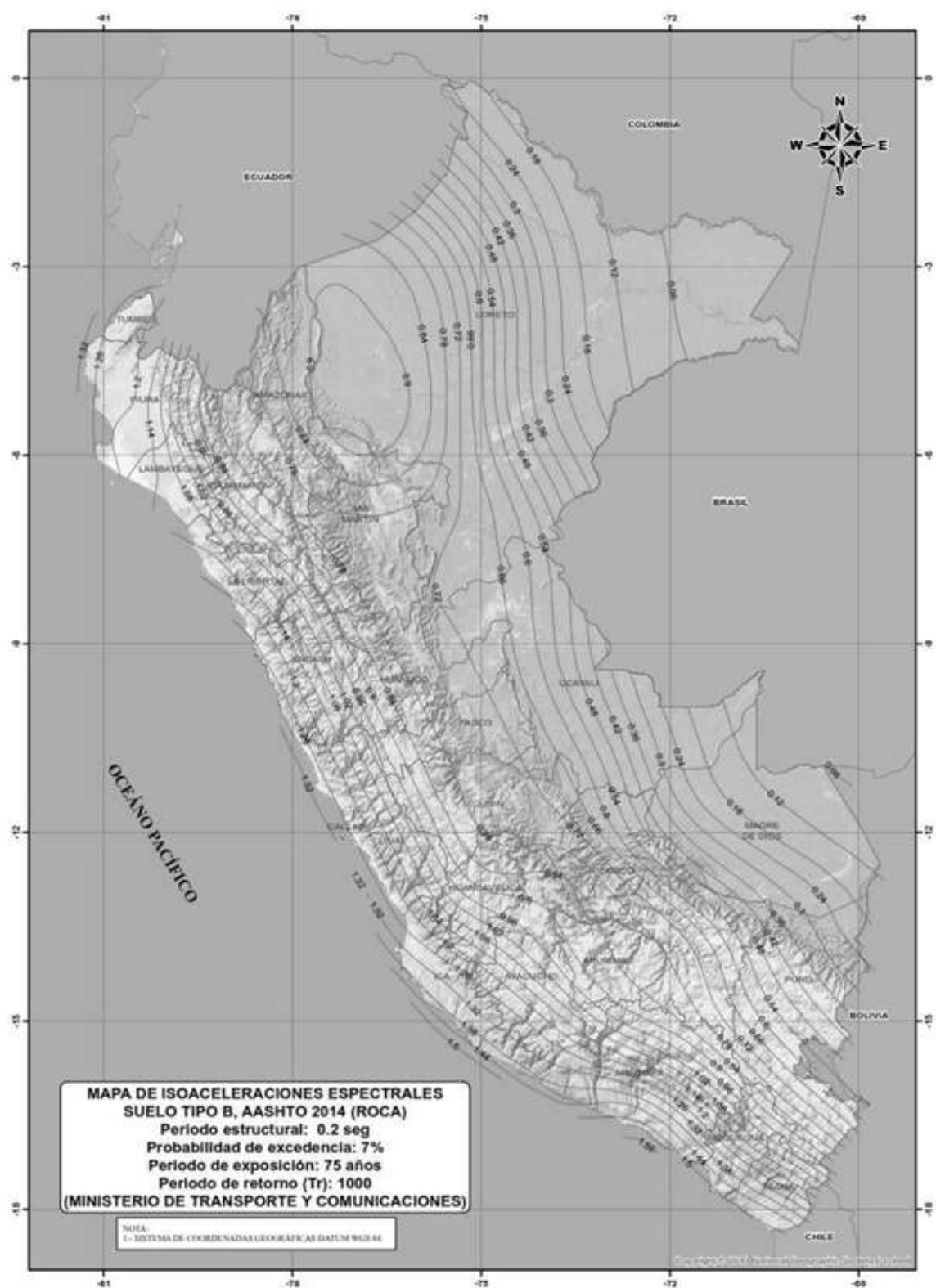
**Figura 7. Mapa de Iso-aceleraciones (Perú) para el cálculo de ( $S_1$ )**



**Fig. 7A.2 Mapa de Isoaceleraciones (Perú) para el cálculo de ( $S_1$ )**

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

**Figura 8. Mapa de Iso-aceleraciones (Perú) para el cálculo de ( $S_s$ )**



**Fig. 7A.3 Mapa de Isoaceleraciones (Perú) para el cálculo de ( $S_s$ )**

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

#### 2.2.8.4. *Espectro de respuesta para el diseño*

Se considera una amortiguación del 5% dirigido al riesgo sísmico, se construirá a partir de los valores de aceleración espectral del suelo mapeados y los coeficientes de espectro en base a la aceleración ajustados por el “suelo” ( $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ ) de los parámetros de sitio  $F_a$  y  $F_v$ , y el valor del espectro en el periodo cero ( $A_s$ ) ajustada al sitio.

$$A_s = F_{pga} (PGA) \quad (3.10.4.2-2)$$

$$S_{DS} = F_a (S_s) \quad (3.10.4.2-3)$$

$$S_{D1} = F_v (S_1)$$

Siendo:

$A_s$  = ordenada del espectro de en el periodo cero ( $T = 0$ ), representando la aceleración del suelo ajustada al sitio.

#### 2.2.8.5. *Coficiente de Respuesta Sísmico Elástico*

Para periodos menores o iguales a  $T_0$ , el coeficiente sísmico elástico correspondiente al modo de vibración ( $m$ th), en la cual  $C_{sm}$ , será:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - S_{D1}) \left( \frac{T_m}{T_0} \right) \quad (3.10.4.2-1)$$

Donde:

$T_m$  = periodo de vibración del modo  $m$ th (seg)

$T_0$  = periodo de referencia utilizado para establecer la forma del espectro, calculado como  $T_0 = 0.20T_s$  (seg)

$T_s$  = periodo en la esquina del espectro donde la respuesta pasa de ser independiente al periodo a ser proporcional a este de manera transversal, calculado como  $T_s = S_{D1}/S_{DS}$  (seg)

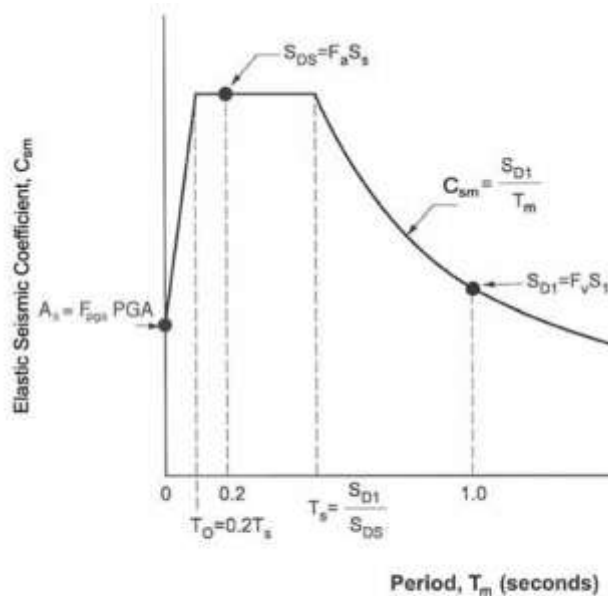
Para periodos mayores o iguales a  $T_0$  y menores o iguales a  $T_s$ , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (3.10.4.2-4)$$

Mientras que para periodos mayores que  $T_s$ , el coeficiente se calcula mediante:

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m \quad (3.10.4.2-5)$$

**Figura 9. Espectro de respuesta para el diseño**



**Fig. 7.1 Espectro de Respuesta de Diseño**  
(Figura 3.10.4.1-1, AASHTO)

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

#### 2.2.8.6. Zona sísmica

La determinación de la zona sísmica se realiza considerando el valor de  $S_{D1}$  indicado en la tabla 3.10.6-1.

**Tabla 12. Zonas sísmicas**

**Table 3.10.6-1—Seismic Zones**

| $S_{D1}$                  | Seismic Zone |
|---------------------------|--------------|
| $S_{D1} \leq 0.15$        | 1            |
| $0.15 < S_{D1} \leq 0.30$ | 2            |
| $0.30 < S_{D1} \leq 0.50$ | 3            |
| $0.50 < S_{D1}$           | 4            |

Fuente. Tomado de (AASHTO, 2024)

#### **2.2.8.7. Clasificación operacional del puente**

De acuerdo con el artículo 3.10.5., el propietario del puente debe tener la jurisdicción de clasificarlo dentro de las 3 categorías operacionales (puente crítico, esencial y ordinario).

Los fundamentos básicos de clasificación deben incluir los requisitos para el caso social, de supervivencia, seguridad y de defensa, considerando también posibles futuros cambios en la situación de operación y requisitos de desempeño.

##### *Puentes críticos (Puentes con AASHTO LRFD 2020 9th Edition apdo 7.2 – A)*

Son puentes perennemente abiertos cuyo propósito es facilitar el paso del tránsito vehicular posteriormente ocurrido un sismo de diseño. Además, están disponibles para vehículos de emergencia y operaciones de defensa y/o seguridad inmediata ante un sismo importante, correspondientemente a un periodo de recurrencia aproximadamente de 2500 años.

##### *Puentes esenciales (Puentes con AASHTO LRFD 2020 9th Edition apdo 7.2 – A)*

Se trata de puentes que mínimamente deben estar abiertos con la finalidad de permitir el tránsito de emergencia o su uso destinado a defensa y seguridad de manera inmediata tras un sismo de diseño, considerando un periodo de recurrencia de aproximadamente 1000 años.

##### *Puentes ordinarios (Puentes con AASHTO LRFD 2020 9th Edition apdo 7.2 – A)*

Son puentes diseñados para salvaguardar la vida humana frente a un evento sísmico considerado de diseño cuyo tiempo de retorno es 1000 años. La estimación, que soporten sismos de menor intensidad sin presentar daños significativos, y que durante un sismo de diseño puedan sufrir daños importantes sin llegar al colapso estructural.

#### **2.2.8.8. Regularidad del puente**

El puente se clasifica como regular e irregular para los fines siguientes:

- a) Número de tramos
- b) Distribución del peso
- c) Rigidez

En términos generales, los puentes regulares presentan un máximo de seis tramos y no muestran variaciones abruptas o poco comunes en geometría, peso y rigidez, ya sea de una sección a otra y entre los distintos soportes que existen en la estructura.

**Tabla 13. Requerimientos para el puente en base a su regularidad**

**Tabla 7.7 Requerimientos de regularidad del puente  
(Tabla 4.7.4.3.1-2, AASHTO)**

| Parámetro                                                                      | Valor |     |     |     |     |
|--------------------------------------------------------------------------------|-------|-----|-----|-----|-----|
| Número de tramos                                                               | 2     | 3   | 4   | 5   | 6   |
| Máximo ángulo subtendido para un puente curvo                                  | 90°   | 90° | 90° | 90° | 90° |
| Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo                              | 3     | 2   | 2   | 1.5 | 1.5 |
| Máxima relación de rigidez Pilar/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos | -     | 4   | 4   | 3   | 2   |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

#### **2.2.8.9. Factores de modificación de respuesta**

Los esfuerzos de diseño sísmico para la subestructura y las conexiones entre elementos estructurales (conexiones), se determinan dividiendo los efectos obtenidos del análisis tipo elástico por el factor de modificación de respuesta  $R$  correspondiente, según lo indicado en las tablas 17 y 18 respectivamente.

Como opción distinta al empleo de factores  $R$  detallados en la tabla 18 en el caso de las conexiones, las uniones monolíticas entre elementos estructurales como la unión columna-zapata, pueden diseñarse de manera que transmitan las máximas fuerzas que podrían generarse a partir de la formación de rotulas inelásticas en la columna o del conjunto cabezal-multicolumna al que están unidas, conforme a lo establecido en el artículo 3.10.9.4.3.

En caso de emplear un análisis inelástico de tiempo – historia inelástica, el factor de modificación de respuesta,  $R$ , se considerará como 1.0 para todas la subestructura y sus conexiones.

**Tabla 14. Factores de modificación de respuesta-subestructuras**

**Tabla 7.8 Factores de modificación de respuesta - Subestructuras  
(Tabla 3.10.7.1-1, AASHTO)**

| Subestructura                                                          | Categoría según la importancia |          |       |
|------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|----------|-------|
|                                                                        | Crítica                        | Esencial | Otras |
| Pilar tipo muro - mayor dimensión                                      | 1,5                            | 1,5      | 2,0   |
| Caballetes de pilotes de hormigón armado                               |                                |          |       |
| • Sólo pilotes verticales                                              | 1,5                            | 2,0      | 3,0   |
| • Con pilotes inclinados                                               | 1,5                            | 1,5      | 2,0   |
| Columnas simples                                                       | 1,5                            | 2,0      | 3,0   |
| Caballote de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y hormigón |                                |          |       |
| • Sólo pilotes verticales                                              | 1,5                            | 3,5      | 5,0   |
| • Con pilotes inclinados                                               | 1,5                            | 2,0      | 3,0   |
| Caballetes multicolumna                                                | 1,5                            | 3,5      | 5,0   |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

**Tabla 15. Factores de modificación de respuesta-conexiones**

**Tabla 7.9 Factores de modificación de respuesta - Conexiones  
(Tabla 3.10.7.1-2, AASHTO)**

| Unión                                                                       | Todas las categorías |
|-----------------------------------------------------------------------------|----------------------|
| Superestructura - Estribo                                                   | 0,8                  |
| Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura                | 0,8                  |
| Columnas, pilares o caballetes de pilotes - Viga cabecera o superestructura | 1,0                  |
| Columnas o pilares - Fundaciones                                            | 1,0                  |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

#### **2.2.8.10. Combinaciones de las solicitaciones sísmicas**

Se debe considerar que la fuerza sísmica puede actuar en cualquier dirección lateral de la estructura.

Para ambos ejes perpendiculares se empleará el factor R correspondiente, combinándose de la siguiente manera:

- a. Se combina el 100% del valor absoluto en uno de los ejes perpendiculares con el 30% del valor absoluto en el segundo eje perpendicular a este.
- b. Se combina el 100% del valor absoluto del segundo eje con el 30% del valor absoluto en el primer eje perpendicular al segundo.

Cuando se presentan fuerzas de corte y momento en las conexiones de las columnas y fundaciones se calculan mediante la condición plástica en la rótula de las columnas, de acuerdo con el ítem 2.4.3.11.8.4.3 (MTC, Manual de Puentes, 2018), no es necesario aplicar las combinaciones sísmicas indicadas previamente para determinar estas solicitaciones.

Por otro lado, la carga axial deberá evaluarse utilizando la combinación de cargas pertinente, considerando la componente axial que se genera en la rotulación plástica, especialmente para la acción sísmica EQ cuando corresponda.

## **2.2.9. Análisis estructural**

### **2.2.9.1. Generalidades**

Para seleccionar el correcto método evaluado en el análisis es necesario conocer la zona con amenaza sísmica, la regularidad y la clasificación de acuerdo con la operación del puente (C4.7.4.3.1).

Los puentes en zonas sísmicas 1, no requieren un análisis por cargas condición de sismo, al margen de su geometría y su categoría operacional. No obstante, deben satisfacerse los criterios mínimos establecidos en los artículos 4.7.4.4 y 3.10.9 (AASHTO, 2024).

Los puentes de un solo tramo no requieren ser evaluados por la condición de sismo, sin importar la zona sísmica en la que se encuentren. (4.7.4.2 AASHTO)

En puentes de tramos múltiples, los requisitos mínimos para el análisis están especificados en la tabla 7.5 (4.7.4.3.1-1 AASHTO).

**Tabla 16. Requerimientos mínimos de análisis para efectos de sismo**

**Tabla 7.5 Requerimientos mínimos de análisis por efectos sísmicos  
(Tabla 4.7.4.3.1-1, AASHTO)**

| Zona Sísmica | Puentes de Un Solo Tramo        | Puentes de Múltiples Tramos |           |                    |           |                  |           |
|--------------|---------------------------------|-----------------------------|-----------|--------------------|-----------|------------------|-----------|
|              |                                 | Otros Puentes               |           | Puentes Esenciales |           | Puentes Críticos |           |
|              |                                 | Regular                     | Irregular | Regular            | Irregular | Regular          | Irregular |
| 1            | NO SE REQUIERE ANÁLISIS SÍSMICO | *                           | *         | *                  | *         | *                | *         |
| 2            |                                 | SM/UL                       | SM        | SM/UL              | MM        | MM               | MM        |
| 3            |                                 | SM/UL                       | MM        | MM                 | MM        | MM               | TH        |
| 4            |                                 | SM/UL                       | MM        | MM                 | MM        | TH               | TH        |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

Siendo:

\* = no requiere un análisis por sismo

UL = método elástico de carga uniforme

SM = método elástico unimodal

MM = método elástico multimodal

TH = método tiempo historia

#### **2.2.9.2. Modelos para el análisis**

En esta tesis, la evaluación del Puente Sorronto se desarrolló en base al método elástico multimodal.

Para el análisis por el método multimodal se utilizará en puentes donde el acoplamiento se produce en más de una de las tres direcciones de coordenadas contenido en cada modo de vibración. Para ello se debe emplear al menos un análisis dinámico lineal basado en un modelo tridimensional que represente el modelo estructural.

Para el análisis como mínimos los modos evaluados deben ser tres veces el número de tramos del puente modelado. Para evaluar cada modo se utilizará el espectro sísmico de respuesta elástica.

Las fuerzas y los desplazamientos de los elementos podrían estimarse mediante la combinación de los resultados individuales en los modos por el Método de Combinación Cuadrática completa (CQC).

#### **2.2.9.3. Consideración para estimar el peso(P)**

Se calcula el peso considerando la carga fija y total del puente. Según (Aronés Villavicencio & Cortés Anderson , 2018), “Para la estimación del peso de la estructura se debe considerar los componentes estructurales de la superestructura, así como los componentes de la subestructura tales como los estribos, vigas cabezales entre otros” (p.72). En ese sentido el programa tomará los elementos estructurales en el modelo tridimensional.

#### **2.2.9.4. Análisis Dinámico Modal Espectral**

##### *Modos de vibración*

Los modos de vibración pueden determinarse por un análisis que considere apropiadamente la rigidez y la distribución de masas. Para el caso de puentes no existe un límite de porcentaje de participación modal, sin embargo, se considera para el análisis los primeros tres modos predominantes en cada una de las direcciones.

Según (AASHTO, 2024) menciona “el movimiento sísmico induce distintos modos de vibración en un puente; por ello, es preciso obtener el coeficiente elástico de repuesta en cada modo relevante” (p. 140).

##### *Aceleración espectral*

Para cada una de las direcciones horizontales se utiliza un espectro elástico de pseudoaceleraciones.

El coeficiente de pseudoaceleración ( $S_a$ ) se considera aplicado sobre el peso de la estructura, y no sobre su masa tal como indica el artículo (C3.10.4.1).

### **2.2.10. Cálculo de fuerzas y requisitos de diseño**

#### **2.2.10.1. Generalidades**

El (MTC, Manual de Puentes, 2018), menciona de acuerdo con la ubicación del puente las siguientes disposiciones, además requerimientos mínimos obligatorios para el diseño sísmico.

En puentes ubicados en zona sísmica 1, en la cual, el coeficiente de aceleración  $S_{D1}$  es menor a 0.10, menciona que, para el diseño de elementos estructurales la fuerza sísmica no se considera, con excepción en las uniones de la superestructura y la subestructura. Si el coeficiente está entre 0.10 y 0.15, tampoco se requerirá las fuerzas sísmicas para el diseño.

Y los ubicados en zona sísmica 2, deberán cumplir con los requerimientos del ítem 2.6.5.5.3.

Para puentes ubicados en zona sísmica 3 y 4, se aplicarán los lineamientos del ítem 2.6.5.5.4 y las fuerzas evaluadas para el diseño de cada elemento deberán adoptarse como el menor valor según lo especificado en los artículos 2.4.3.11.8.4.2 o 2.4.3.11.8.4.3 del Manual de puentes.

En el caso del Puente Sorronto, que es objeto de estudio en esta tesis, su ubicación corresponde a la zona sísmica 4. Para ello se utilizó la metodología de diseño explicada en los párrafos siguientes.

#### **2.2.10.2. Fuerzas modificadas para el diseño**

En el diseño para determinar las fuerzas en los distintos elementos estructurales, como pilares formados por pilotes y muros de contención; por ello, procede ajustando las fuerzas elásticas por sismo mediante el factor de modificación de respuesta  $R$

correspondiente, según lo indicado en la tabla 18 (Tabla 7.8 Factores de modificación de respuesta – subestructuras), excepto para las fundaciones el factor R será tomado como 1.

### **2.2.10.3. Fuerzas de rotulación inelástica**

Cuando el diseño sismorresistente considera las fuerzas de rotulación inelástica, una vez concluido el diseño de manera preliminar se deben determinar las condiciones resultantes debido a la formación plástica de rotulas en las columnas ubicadas en la zona superior e inferior. Para ello, se emplean las fuerzas modificadas para el diseño como las cargas por sismo. Posterior a ello en la rotulación plástica las fuerzas obtenidas se utilizarán en el diseño estructural de la mayoría de los elementos. El procedimiento para determinar las fuerzas que se suscitan en las columnas analizadas individualmente, soportes y pilares formados de dos o más columnas se deberá calcular según se menciona a continuación.

Es importante que la ubicación de las rotulas permita su inspección y reparación de manera sencilla. Además, se debe asegurar que las rotulas plásticas se desarrollen antes que se suscite otro tipo de fallas, como las debidas a sobrecargas excesivas o problemas de inestabilidad de la estructura y sus fundaciones.

#### **a) Pilares formados por dos o más columnas**

Para pilares constituidos por dos o más columnas, en cuanto a las solicitaciones se deberán calcular en ambos planos (plano del pórtico y plano perpendicular a este). Cuando se analiza en el plano perpendicular al del pórtico, las fuerzas calculadas deben provenir del análisis tomando las columnas individualmente, y en el plano del pilar, las fuerzas se determinarán de acuerdo con los siguiente:

- Paso 1) Determinación de sobre resistencias al momento resistente: Se calcula la sobrerresistencia de cada columna considerando en la resistencia un factor de  $\phi = 1.3$  para columnas cuyo material es el concreto armado. La

carga axial inicial se establece a partir de la Combinación de Cargas correspondiente al Evento Extremo I, tomando como  $EQ = 0$ .

- Paso 2) Cálculo de fuerzas en las columnas debido al corte: Teniendo la sobrerresistencia al momento resistente, se obtiene las fuerzas por corte de cada columna. La fuerza de corte máxima del pilar se determina sumando las contribuciones de todas las columnas del pórtico.
- Paso 3) Aplicación de la fuerza de corte al pórtico: la fuerza calculada debido al corte aplicada en la estructura precisamente en su centro de masas ubicado sobre el pilar, luego para determinar las fuerzas debido al volteo en las columnas se evalúa cuando se alcanza la sobre resistencia en el momento resistente.
- Paso 4) Revisión iterativa de sobrerresistencias y cortes: Utilizando las fuerzas axiales obtenidas en el paso anterior, se recalculan las sobre resistencias al momento resistente y a partir de ellas las fuerzas por corte en las columnas. Se determina nuevamente la fuerza por corte máxima del pilar, si esta difiere en más del 10% respecto al valor anterior, se adopta este nuevo valor y se regresa al paso 3, repitiendo el procedimiento hasta converger.

Fuerzas determinadas para cada columna en el plano del pilar:

- Fuerzas axiales: Evaluando la combinación de Evento Extremo 1, se obtiene axialmente las cargas mínimas y máximas, considerando en la carga axial la fuerza sísmica del paso 3, tratándola como positiva y negativa.
- Momentos: Se adoptan para el momento resistente las sobrerresistencias provenientes de la carga axial por compresión tomada como máxima.

- Corte: Se considera la fuerza de corte asociada a las sobrerresistencias al momento resistente de las columnas, siguiendo lo establecido en el paso 2.

b) Pilares y columnas individuales

La determinación de las solicitaciones se analiza en ambos ejes de la columna, en la que para su dirección débil se obtiene de acuerdo con los siguientes pasos:

- Paso 1) Determinación del momento resistente por sobrerresistencia: Se calcula la sobrerresistencia utilizando un factor de  $\phi = 1.3$  en la resistencia cuando las columnas son de concreto armado. La carga axial aplicada se obtiene de la combinación de Evento extremo I, evaluando para la columna la máxima fuerza axial elástica considerando EQ, estudiando los dos casos de combinación de solicitaciones sísmicas mencionados en el apartado 2.2.9.10 del presente documento.
- Paso 2) Cálculo de la fuerza de corte: Obtenido el momento por sobreesfuerzo en la columna se determina su correspondiente fuerza debido al corte.

Para una columna individual, se asignan las fuerzas como se menciona a continuación:

- Fuerzas axiales: De acuerdo con el caso de Evento Extremo 1, las cargas axiales derivadas se evalúan de manera máxima y mínima, considerando la carga sísmica EQ sin reducción.
- Momentos: Se adoptan los momentos obtenidos en el paso 1.
- Fuerza de corte: Del paso 2 se determina la fuerza estudiando el corte

#### **2.2.10.4. Requisitos para columnas**

Será considerado como apoyo vertical siempre y cuando la relación entre la dimensión máxima en planta y la altura libre del elemento sea mayor o igual a 2.5 (MTC, Manual de Puentes, 2018)

#### **2.2.10.5. Refuerzo en dirección longitudinal**

El área de refuerzo transversal deberá encontrarse dentro del rango del 1% al 4% del área bruta de la sección transversal ( $A_g$ ) del componente estructural.

#### **2.2.10.6. Resistencia analizando la flexión**

La resistencia analizada en las columnas debido al análisis biaxial debe ser, como mínimo lo solicitado por flexión, considerando que las fuerzas para cada componente en el diseño se tomen como las menores entre las fuerzas modificadas y las derivadas de la rotulación inelástica. Además, de acuerdo a lo especificado en 2.2.9.10 del presente documento se deben evaluar ambos casos de carga definidos en el Evento Extremo 1 para las columnas.

Para la armadura transversal en espiral como en estribos cerrados, los factores evaluando la resistencia aplicable a compresión, corte y torsión se deberán reemplazar por el valor de 0.90.

#### **2.2.10.7. Resistencia axial a la compresión pura (sin excentricidad)**

Se deberá tomar la resistencia axial mayorada con respecto a los elementos simétricos de concreto armado sometidos a la fuerza de compresión evaluados respecto de sus ejes principales como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.6.4.4 - 1 \text{ AASHTO})$$

Para elementos con refuerzo en espiral:

$$\phi P_{n\text{máx}} = 0.85\phi P_{on} = 0.85\phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (5.6.4.4 - 2 \text{ AASHTO})$$

Para elementos con refuerzo en estribos cerrados (zunchos):

$$\phi P_{nm\acute{a}x} = 0.80\phi P_{on} = 0.80\phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (5.6.4.4 - 3 \text{ AASHTO})$$

Siendo:

Pr = resistencia axial mayorada, incluyendo la flexión o no

Pn = resistencia axial nominal, con o sin flexión

f<sub>c</sub>' = resistencia especificada del hormigón a 28 días

A<sub>g</sub> = Área sin descontar de la sección

A<sub>st</sub> = Área completa de la armadura longitudinal.

f<sub>y</sub> = Tensión referida a la fluencia de la armadura.

Ø = factor referido a la resistencia.

Los elementos sobre los cuales se ejerce la carga axial por compresión deben diseñarse para el máximo momento que acompaña a dicha carga. La fuerza axial amplificada a una excentricidad dada (P<sub>u</sub>) no deberá sobre pasar la resistencia axial de diseño  $\phi P_n$ .

El máximo momento incrementado, Mu, debe amplificarse debido a los efectos que provoca la esbeltez.

#### **2.2.10.8. Evaluación aproximada por efectos de esbeltez**

Se determina la esbeltez del pilar mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Kl_u}{r}$$

Siendo:

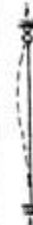
K = factor de longitud efectiva (Tabla 21)

L<sub>u</sub> = longitud libre del elemento

R = radio de giro de la sección de hormigón sin descontar, para columnas circulares se considera 0.25d, siendo “d” el diámetro del pilar

**Tabla 17. Factores de longitud efectiva,  $k$**

**Tabla 6.1 Factores de longitud efectiva, K (Tabla C4.6.2.5-1, AASHTO)**

| FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K                                             |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                     |                                                                                     |
|------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos | (a)                                                                               | (b)                                                                               | (c)                                                                               | (d)                                                                               | (e)                                                                                 | (f)                                                                                 |
|                                                                              |  |  |  |  |  |  |
|                                                                              | Valor teórico de K                                                                | 0,5                                                                               | 0,7                                                                               | 1,0                                                                               | 1,0                                                                                 | 2,0                                                                                 |
|                                                                              | Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales   | 0,65                                                                              | 0,80                                                                              | 1,2                                                                               | 1,0                                                                                 | 2,10                                                                                |
| Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos                     |  | Rotación impedida, traslación impedida                                            |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                     |                                                                                     |
|                                                                              |  | Rotación libre, traslación impedida                                               |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                     |                                                                                     |
|                                                                              |  | Rotación impedida, traslación libre                                               |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                     |                                                                                     |
|                                                                              |  | Rotación libre, traslación libre                                                  |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                     |                                                                                     |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

Para sistemas desplazables, la influencia de la esbeltez se puede despreciar si:

$$\frac{Kl_u}{r} < 22$$

Para sistemas no desplazables, la influencia de la esbeltez puede ser despreciada si:

$$\frac{Kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Siendo:

$M_1$  = menor momento amplificado en el extremo de la columna. Es (+) si se da una deformación bajo curvatura simple en la columna y (-) si se deforma bajo curvatura doble.

$M_2$  = mayor momento amplificado en la columna, en su ubicación extrema.

Evaluándolo siempre como positivo.

#### 2.2.10.9. Amplificación de momentos

Para elementos esbeltos, los momentos deben ser amplificados.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (4.5.3.2.2b - 1 \text{ AASHTO})$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2b - 3 \text{ AASHTO})$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_e}} \geq 1.0 \quad (4.5.3.2.2B - 4 \text{ AASHTO})$$

Donde:

Mc = momento factorizado, ajustado para tener en cuenta los efectos de segundo orden.

M2b = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.

M2s = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral,  $\Delta$ , mayor que  $L_u/1500$ , calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.

$P_u$  = Carga axial incrementada

$P_e$  = Carga critica de pandeo de Euler

$\phi_k$  = Evaluando la rigidez, para elementos de concreto armado el factor de reducción es 0.75 y para elementos de acero, tubos elaborados de acero rellenos con concreto y aluminio tienen un valor de 1.00.

En columnas de concreto armado, la carga de pandeo de Euler se debe calcular considerando:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} \quad (4.5.3.2.2b - 5 \text{ AASHTO})$$

Siendo:

$L_u$  = longitud no soportada del elemento comprimido (cm)

K = factor de longitud efectiva, según lo especificado en la tabla 21

$E$  = Módulo de elasticidad ( $\text{kg-cm}^2$ )

$I$  = momento de inercia respecto del eje considerado ( $\text{cm}^4$ )

Cuando no se tiene de manera detallada los cálculos, el valor de  $EI$  se puede adoptar como el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (5.6.4.3 - 1 \text{ AASHTO})$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} \quad (5.6.4.3 - 2 \text{ AASHTO})$$

Siendo:

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto.

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero longitudinal

$I_g$  = momento de inercia de la sección de concreto sin descontar respecto del eje baricentro.

$\beta_d$  = relación entre los máximos momentos debidos a la carga perenne incrementada y la carga total incrementada; evaluándolo siempre positivo.

$I_s$  = momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricentro.

#### **2.2.10.10. Diseño por flexión biaxial**

En vez de analizar las deformaciones de manera minuciosa en cuanto a compatibilidad y equilibrio para la evaluación por flexión biaxial, los elementos con secciones distinta a la circular sujetos a dicha condición biaxial combinada por compresión deberán ser dimensionados utilizando los siguientes métodos de diseño:

##### Método de la carga reciproca – Método de Bresler

Al incrementar la carga axial no es menor a  $0.10\phi f'_c A_g$ :

$$P_U \geq 0.10\phi f'_c A_g$$

Entonces usar la siguiente expresión:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad (5.6.4.5 - 1 \text{ AASHTO})$$

En el cual:

$$P_o = k_c f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu}) \quad (5.6.4.5 - 2 \text{ AASHTO})$$

#### Método del contorno de cargas

Al mayorar la carga axial se obtiene menor a  $0.10\phi f'_c A_g$ :

$$P_U < 0.10\phi f'_c A_g$$

Entonces usar la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (5.6.4.5 - 3 \text{ AASHTO})$$

Siendo:

$\phi$  = factor correspondiente a elementos sujetos a la fuerza axial por compresión.

$P_{rxy}$  = resistencia axial incrementada considerando los efectos de la flexión biaxial

$P_{rx}$  = resistencia axial incrementada asumiendo que únicamente existe en la dirección Y una excentricidad ( $e_y$ )

$P_{ry}$  = resistencia axial incrementada asumiendo que únicamente existe en la dirección X una excentricidad ( $e_x$ )

$P_u$  = fuerza axial aplicada considerándola incrementada

$M_{ux}$  y  $M_{uy}$  = momentos mayorados aplicados respecto a los ejes X y Y, respectivamente

$k_c$  = relación que se da por el esfuerzo máximo desarrollado por la compresión del concreto y el del diseño

$e_x, e_y$  = excentricidades considerando la mayoración en las fuerzas axiales en las direcciones X y Y, definidas como  $e_x = M_{uy}/P_u$  y  $e_y = M_{ux}/P_u$ .

Se establece que las resistencias  $P_{rx}$  y  $P_{ry}$  no deben ser superiores al valor obtenido al multiplicar el factor de resistencia  $\phi$  por la resistencia máxima nominal a compresión, según lo indicado en las ecuaciones 5.6.4.4-2 o 5.6.4.4-3 según corresponda.

#### **2.2.10.11. Refuerzo transversal para miembros en compresión**

En aquellos elementos sujetos a la fuerza de compresión, se puede adoptar refuerzos como estribos cerrados o espirales de manera transversal.

##### ***Estribos cerrados:***

Los miembros que se encuentran comprimidos debido a los estribos cerrados, ya sea para refuerzos longitudinales o barras que forman paquetes menciona sin exceptuar deben ser encerradas por estribos laterales, siguiendo las equivalencias:

- Para barras de diámetro N°10 o menores, se utilizarán barras N°03.
- Para barras de diámetro N°11 o mayores, se utilizarán barras N°04.
- Para barras que forman paquetes, se utilizarán barras N°04.

La separación entre estribos no debe exceder la menor dimensión del elemento sujeto a la fuerza de compresión ni superar los 30 cm (12 in).

Cuando las barras longitudinales se dispongan en alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo cerrado de forma circular.

Los espacios comprendidos entre el estribo de la parte inferior hasta la zapata (u otro tipo de apoyo) y entre el estribo de la parte superior y el más inferior de los esfuerzos horizontales del elemento apoyado no deben ser menores que la mitad de los espaciamientos entre estribos.

#### **2.2.10.12. Cortante en columna y refuerzo transversal**

Las fuerzas factoradas cuando se analiza el corte para cada eje de columna y pilar conformado por pilotes, se obtiene del apartado 2.2.11.3 del presente documento o los artículos 2.4.3.11.8.4.3b y 2.4.3.11.8.4.3c del Manual de puentes.

El refuerzo transversal solicitado no debe ser inferior a lo establecido en el art.

2.9.1.5.6.3 del Manual de Puentes.

En las regiones extremas superior e inferior de la columna, la cortante  $V_c$  se debe tomar como se indica en el art. 2.9.1.5.6.3.3 siempre y cuando se cumpla que la fuerza axial mínima incrementada debido a la compresión tome un valor mayor a  $0.10f_c'A_g$ .

Si la fuerza factorado de compresión axial es menor a  $0.10f_c'A_g$ , entonces  $V_c$  deberá reducirse de forma lineal desde el valor indicado en 2.9.1.5.6.3 hasta que se llegue a un valor de cero para la fuerza de compresión.

**a) Resistencia nominal al corte (2.9.1.5.6.3.3)**

Debido al corte para calcular la resistencia nominal, se va a considerar el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.9.1.5.6.3.3 - 1)$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (2.9.1.5.6.3.3 - 2)$$

En el cual:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (2.9.1.5.6.3.3 - 3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (2.9.1.5.6.3.3 - 4)$$

Siendo:

$b_v$  = ancho efectivo del alma, definido como el ancho mínimo del alma, para secciones circulares se puede considerar equivalente al diámetro de la sección.

$d_v$  = altura efectiva por corte referido al espaciamiento perpendicular al eje neutro, comprendida entre las fuerzas que resultan de la evaluación por tracción y compresión generadas por la flexión (in). Alternativamente,  $d_v$  puede ser tomado como  $0.90d_e$  para secciones circulares, siendo:

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} \quad (C5.7.2.8 - 2 \text{ AASHTO})$$



$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (2.9.1.5.6.3.4.2 - 1)$$

El valor de  $\Theta$  se puede determinar cómo indica la siguiente ecuación:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (2.9.1.5.6.3.4.2 - 3)$$

En el cual:

$\varepsilon_s$  = deformación en longitud debido a la tracción en el refuerzo ubicado en su centroide contenido en la sección, se puede determinar por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{\left( \frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (2.9.1.5.6.3.4.2 - 4)$$

Donde:

$N_u$  = fuerza factorada en cuanto a su axial, si corresponde a tracción es positiva y si corresponde a la compresión es negativa (kip)

$|M_u|$  = momento factorado, siempre positivo (kip-in)

$V_p$  = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección de corte aplicado (kip)

$V_u$  = esfuerzo factorado debido al corte, siempre positivo. (kip)

$A_{ps}$  = área del acero del pretensado del lado del elemento traccionado por flexión ( $\text{in}^2$ )

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero estructural

$A_s$  = área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada ( $\text{in}^2$ )

$E_p$  = módulo de elasticidad del acero de pretensado

$f_{po}$  = parámetro correspondiente al módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (ksi)

En el uso de las ecuaciones 2.9.1.5.6.3.4.2-1, 2.9.1.5.6.3.4.2-3 y 2.9.1.5.6.3.4.2-4 será considerado lo siguiente:

- $|Mu|$  = no se tomará menor que  $|Vu - Vp|dv$
- $A_s$  = al calcular el área  $A_s$ , las barras que terminen y no alcancen su longitud de desarrollo deberán reducirse de manera proporcional al área total de desarrollo.
- Si al hacer uso de la ecuación se obtiene un valor negativo para  $\epsilon_s$ , se adoptará un valor de cero o se recalculará sustituyendo el denominador por:  $(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_{ct})$ . No obstante, el valor de  $\epsilon_s$  no deberá tomarse menor que  $-0.40 \times 10^{-3}$
- Los valores de  $\beta$  y  $\Theta$  pueden determinarse utilizando un  $\epsilon_s$  mayor que el calculado con la ecuación 2.9.1.5.6.3.4.2-4, sin embargo, sin embargo, dicho valor no debe exceder  $6.0 \times 10^{-3}$ .
- El lado del elemento que debido a la flexión está sometido a tracción deberá considerarse una altura evaluado a la mitad correspondiente a la región que se encuentra en tracción por efecto de la flexión.

$\alpha$  = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto al eje longitudinal ( $^\circ$ )

$A_v$  = área de la armadura de corte en una distancia  $s$  ( $\text{in}^2$ )

#### **b) Regiones que requieren armadura transversal**

Se deberá disponer de refuerzo en dirección transversal cuando se cumpla la siguiente ecuación, exceptuando zapatas, alcantarillas y losas:

$$V_u \geq 0.50\phi(V_c + V_p) \quad (2.9.1.5.6.2.4 - 1)$$

O donde la consideración de torsión sea requerida:

$$T_u \geq 0.25\phi T_{cr} \quad (2.9.1.5.6.2.1 - 3)$$

En el cual:

$V_u$  = fuerza de corte factorada (kip) o (N)

$V_c$  = resistencia nominal al corte del concreto (kip) o (N)

$V_p$  = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el apdo. 2.2.11.6 del presente documento.

### c) Armadura transversal mínima

Si de acuerdo con lo especificado anteriormente en b) sea necesario disponer de refuerzo en sentido transversal, entonces el área de acero cumplirá esta condición:

Ecuación haciendo uso del sistema americano.

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v S}{f_y} \quad (2.9.1.5.6.2.5 - 1)$$

Donde:

$A_v$  = área del refuerzo en sentido transversal comprendido en un espaciamiento S (in)

$b_v$  = ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma (in)

S = separación del refuerzo en sentido transversal (in)

$f_y$  = esfuerzo en cuanto a la fluencia del refuerzo transversal (ksi)  $\leq 100$ ksi

Conversión en unidades del sistema MKS:

$$A_v \geq 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v S}{f_y} \quad (cm^2)$$

Donde  $\lambda = 1.0$  para concreto considerados como peso normal

El refuerzo transversal deberá disponerse mediante estribos cerrados, posicionados de tal manera que esté perpendicular al sentido longitudinal del componente.

### d) Máxima separación de la armadura transversal

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible,  $S_{max}$ , determinada de la siguiente manera:

Si:  $V_u < 0.125 f'_c$ , entonces:

$$S_{m\acute{a}x} = 0.80d_v \leq 24 \text{ in} \quad (2.9.1.5.6.2.7 - 1)$$

Si:  $V_u \geq 0.125f'_c$ , entonces:

$$S_{m\acute{a}x} = 0.40d_v \leq 12 \text{ in} \quad (2.9.1.5.6.2.7 - 2)$$

Siendo:

$V_u$  = esfuerzo de corte calculada como especifica la ecuación 2.9.1.5.6.2.9 (ksi)

Los esfuerzos generados en el concreto debido al esfuerzo por corte se obtendrán con:

$$V_u = \frac{|v_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (2.9.1.5.6.2.9 - 1)$$

Siendo:

$\phi$  = factor evaluado para la resistencia en base al corte detallado en el apdo.

2.2.11.6 del presente documento.

#### **e) Armadura transversal de confinamiento para las rotulas plásticas**

En los núcleos de las columnas y pilares de pilotes, se deberá disponer de refuerzo transversal de confinamiento en aquellas zonas donde se prevé la formación plástica en las rotulas. El refuerzo trasversal empleado para el confinamiento deberá presentar un esfuerzo de fluencia que no supere el correspondiente al refuerzo longitudinal y su espaciamiento cumplirá según lo mencionado a continuación.

- **Distancia del refuerzo transversal de confinamiento (2.6.5.5.4.1e)**

Para la disposición del refuerzo de confinamiento se deberán cumplir los siguientes criterios:

En las zonas de las columnas tanto inferior como superior se deberá colocar refuerzo transversal de confinamiento en una longitud mínima tomada como el máximo valor de:

- La sexta parte de la altura efectiva de la columna.

- La dimensión transversal máxima de la columna.
- O 18 in (450mm)

La separación entre los centros de los estribos de confinamiento no deberá exceder:

- Un cuarto de la mínima dimensión del elemento
- Ni 4 in (100mm)

Finalmente, por confinamiento la armadura transversal deberá extenderse hacia las conexiones inferior y superior evaluado para la columna, de acuerdo con lo establecido en el art. 2.6.5.5.4.3.

#### ***Conexiones en columnas (2.6.5.5.4.3)***

La fuerza para el diseño evaluado en la unión columna-cabezal (viga travesaño) se determinará de acuerdo con lo indicado en el apartado 2.2.11.3 de la presente tesis.

La longitud de anclaje para todo el acero longitudinal deberá ser 1.25 veces la longitud requerida para la totalidad de la tensión de fluencia de las armaduras como especifica el art. 2.6.5.6 (MTC, Manual de Puentes, 2018).

La armadura transversal de confinamiento en la columna se extenderá en una distancia, la cual, no sea menor que lo expresado a continuación:

- Valor referido a la mitad de la dimensión mayor de la columna o 15 in, medido desde la cara de la columna hasta el lado interior del componente contiguo.

La resistencia nominal al corte ( $V_n$ ) aportada por el concreto en la conexión de un pórtico o pilar en la dirección analizada deberá cumplir con la condición:

- Para concreto elaborado con agregados de densidad en condiciones normales:

$$V_u \leq 0.380bd\sqrt{f'_c} \quad (2.6.5.5.4.3 - 1)$$

Donde:

$$f'_c = \text{ksi}$$

$$b \text{ y } d = \text{in}$$

#### ***Longitud de desarrollo y empalmes del acero de refuerzo (2.6.5.6)***

En cada sección las fuerzas calculadas para el refuerzo deben ser transferidas al concreto ayudado de una longitud la cual debe embeberse dentro mediante dispositivos mecánicos, ganchos o la combinación de ambos. (MTC, 2018, p. 219)

##### **i. Refuerzo para flexión**

En los elementos sometidos a flexión, la longitud de desarrollo del refuerzo se mide desde las secciones críticas, donde el refuerzo adyacente termina o se dobla.

El refuerzo será prolongado más allá de las zonas donde sea necesario para resistir el momento flector, hasta una distancia igual al mayor valor de lo expresado a continuación:

- Profundidad efectiva del elemento estructural
- 15 veces el diámetro nominal de la barra
- 1/20 de la luz del tramo

#### **2.2.10.13. Torsión**

La resistencia de diseño frente a la torsión,  $T_r$ , se determinará como:

$$T_r = \phi T_n \quad (2.9.1.5.6.2.1 - 1)$$

Donde:

Tr = resistencia nominal por torsión definida en el artículo 2.9.1.5.6.3.6.2 en (kg-cm)

Ø = Factor de resistencia indicado en el apartado 2.2.11.6 de la presente tesis

**a. Resistencia a la torsión (2.9.1.5.6.3.6.2)**

La capacidad nominal a la torsión se determina mediante la siguiente formula:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot \theta}{s} \quad (2.9.1.5.6.3.6.2 - 1)$$

En el cual:

At = Área de una rama del refuerzo transversal cerrado para torsión (cm<sup>2</sup>)

Ao = Área que esta encerrada debido a la trayectoria del flujo cortante, contemplando la correspondiente a cualquier abertura presente en la sección (cm<sup>2</sup>)

θ = Ángulo producto de la fisuración de acuerdo con los requerimientos del ítem 2.9.1.5.6.3.4 cuyas modificaciones para las variables v y Vu están dadas en (°).

**b. Efectos torsionales**

Se verifica los efectos producidos por la torsión para el concreto de densidad normal cuando se cumpla la condición:

$$T_u > 0.25 \phi T_{cr} \quad (2.9.1.5.6.2.1 - 3)$$

Siendo:

$$T_{cr} = 0.125 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.125 \sqrt{f'_c}}} \quad (2.9.1.5.6.2.1 - 4)$$

Siendo:

Tcr = momento fisurado por influencia de la torsión (kip-in)

Tu = momento factorado por torsión (kip-in)

Acp = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal del concreto (in<sup>2</sup>)

pc = Longitud exterior en el perímetro de la sección de concreto (in)

$f_{cp}$  = Tensión que aparece en el concreto debido a la compresión después de calculadas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas de uso temporal o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala (ksi).

### ***c. Refuerzo torsional***

El refuerzo por torsión deberá ser adicionado al refuerzo transversal requerido por corte.

El refuerzo longitudinal transversal solicitado por torsión deberá cumplir:

$$T_u \leq \phi T_n$$

## ***2.2.11. Manuales y normativas vigentes***

Para el desarrollo del análisis y posterior diseño de un puente estructural se toma en cuenta los siguientes reglamentos nacionales, así como internacionales.

### ***2.2.11.1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9th Edition.***

En 1931, la Asociación Estadounidense de funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte (AASHTO) estableció un reglamento reconocido ampliamente para el diseño y la construcción de puentes en los Estados Unidos. Esta norma se basa en la filosofía de diseño LRFD, que utiliza factores de carga y resistencia para garantizar la seguridad y la fiabilidad.

“Estos factores se desarrollan utilizando la teoría de la fiabilidad, que incorpora los conocimientos estadísticos actuales sobre cargas y comportamiento estructural para mejorar la precisión y la seguridad de los diseños de puentes.” (Art. 1.1)

### ***2.2.11.2. Manual de puentes.2018-MTC.***

Según, (MTC, Normas Legales, 2008) “aprueban Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial a partir del DECRETO SUPREMO N° 034-2008-MTC”

Posteriormente, 22 de diciembre del 2016 dicha norma se actualizó por medio de la Resolución Directoral N°041-2016-MTC/14. Este manual contiene dos partes: Título I

(referido a los estudios de Ingeniería Básica) y el Título II (referido a los aspectos de diseño, adaptado de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition del año 2014 y del Interim publicado por AASHTO en el año 2015)

#### **2.2.11.3. NTP E.050 Suelos y Cimentaciones.**

De acuerdo, (MVCS & SENCICO, Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, 1997) “presentan la segunda versión de la NTP. E.050 Suelos y Cimentaciones, correspondiente al título VI del Reglamento Nacional de Construcciones aprobada por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción”

Hasta la fecha se tiene la última actualización del año 2020 elaborado por el Comité Especializado de Suelos y Cimentaciones del SENCICO.

Asimismo, (MVCS & SENCICO, Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, 1997) tiene por objetivo “Definir las condiciones mínimas para llevar a cabo los estudios de mecánica de suelos (EMS), destinados al diseño de cimentaciones de edificaciones u otras obras previstas en la presente norma, su finalidad es asegurar que las estructuras sean estables y durables. Asimismo, garantizar la optimización en el uso de los recursos”.

#### **2.2.11.4. NTP E.060 Concreto Armado.**

En consiguiente, (MVCS & SENCICO, Norma Técnica E.060, 2009) “aprueban mediante el DS N°010-2009 del ministerio de vivienda”

El alcance de la norma (MVCS & SENCICO, Art. 1.1, 2009) “Busca fijar los criterios mínimos para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad y supervisión de obras en concreto simple, armado y preesforzado”.

#### **2.2.11.5. Manual de hidrología, hidráulica y drenaje**

Aprobado por la resolución directoral N°20-2011-MTC/14, es un documento de naturaleza informativa y normativa y de riguroso cumplimiento. Es una guía en el diseño de obras de drenaje superficial y subterráneo.

2.3. Base Conceptual

2.3.1. Tabla de operacionalización de variables

• Variable independiente:

Metodología de diseño de las normas vigentes (AASHTO, 2024) y (MTC, Manual de Puentes, 2018)

• Variable dependiente:

Análisis estructural y diseño del Puente Sorronto.

• Variable interviniente:

Luz del puente

Nivel de máximas avenidas (NAME)

Estudios básicos (topográfico, hidrológico, etc.)

Tabla 18. Operacionalización de variables

| VARIABLE                                                                                                                                                                       | DIMENSIÓN                                                                        | INDICADORES                                                      | UNIDAD DE MEDIDA                                |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| <u>VARIABLE INDEPENDIENTE</u><br>(X):<br>Metodología de diseño de las normas vigentes AASHTO LRFD BRIDGE DESIGNING y el Manual elaborado por el MTC para el diseño de puentes. | Conjunto de procedimientos .                                                     | Geometría y predimensionamiento.                                 | Longitud (m)                                    |
|                                                                                                                                                                                |                                                                                  | Ubicación.                                                       | Adimensional,                                   |
|                                                                                                                                                                                |                                                                                  | Elección de tipo de puente.                                      | Losa, Viga- losa, sección mixta, armadura, etc. |
|                                                                                                                                                                                | Cargas y factores de carga en base a especificaciones de acuerdo con las normas. | Cargas de tipo permanentes (DC, DW y EV)<br>Sobrecarga (LL y PL) | Kg/m2                                           |

|                                                                                          |                             |                                                    |                                                   |
|------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
|                                                                                          | Superestructura de puentes. | Superficie de rodamiento.                          | Ancho de la sección transversal (m)               |
|                                                                                          |                             | Sección de veredas peatonales                      | Espesor (m)                                       |
|                                                                                          |                             | Separación de barandas.                            | Longitud (m)                                      |
|                                                                                          | Subestructura de puentes.   | Tipos de dispositivos de apoyo.                    | Aparatos de apoyo semi-recubiertos y recubiertos. |
|                                                                                          |                             | Predimensionamiento de estribos.                   | Longitud (m)                                      |
|                                                                                          |                             | Estados de resistencia (Momento último y cortante) | $M_u = T \cdot m$<br>$V_u = T$                    |
|                                                                                          | Análisis sísmico            | Métodos de diseño sísmico.                         | NORMA AASHTO (LRFD) BRIDGE DESIGN SPECIFICATION   |
| <u>VARIABLE DEPENDIENTE</u><br>(Y):<br>Análisis y diseño estructural del Puente Sorronto | Diseño del tablero          | Cargas de diseño                                   | Kg/m <sup>2</sup>                                 |
|                                                                                          | Diseño de la viga           | Vigas interiores y exteriores.                     | Longitud (m)                                      |
|                                                                                          | Dispositivos de apoyo       | Dimensiones de los apoyos elastoméricos            | Milímetros (mm)                                   |
|                                                                                          | Diseño de estribos          | Esfuerzo admisible a la pantalla.                  | Presión lateral del suelo ( $E_H = T/m$ )         |

|                                                                                                                     |                         |                                            |                                                                  |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|--------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
|                                                                                                                     |                         |                                            | Fuerza sísmica<br>( $E_{Qterr} = T/m$ )                          |
|                                                                                                                     | Diseño de pilares       | Resistencia axial                          | (Kg/cm <sup>2</sup> )                                            |
| <u>VARIABLE INTERVINIENTE</u><br>:<br>- Luz del puente<br>- Nivel de máximas avenidas (NAME)<br>- Estudios básicos. | Topográficos            | Características del terreno.               | Plano de la topografía.                                          |
|                                                                                                                     | Geotécnicos             | Propiedades mecánicas y físicas del suelo. | Granulometría (% de la muestra)<br>Densidad (Kg/m <sup>3</sup> ) |
|                                                                                                                     |                         | Profundidad de cimentación.                | Profundidad (m)                                                  |
|                                                                                                                     |                         | Capacidad portante del suelo.              | Kg/cm <sup>2</sup>                                               |
|                                                                                                                     | Hidrología e Hidráulica | Forma de relieve del río.                  | Área (m <sup>2</sup> )<br>Longitud (m)<br>Desnivel (m)           |
|                                                                                                                     |                         | Condición climática.                       | Temperatura (°C)                                                 |
|                                                                                                                     |                         | Caudal de máximas avenidas (NAME)          | Máximo y mínimo (m <sup>3</sup> /seg)                            |

Fuente. Elaboración propia

## Capítulo III

### Diseño metodológico

#### 3.1. Tipificación de la investigación

##### **3.1.1. Según el objetivo que se persigue: Investigación aplicada**

La investigación que se desarrollara tiene un enfoque aplicativo, porque se orientará a resolver una problemática y no el generar un conocimiento de valor universal o general; como es el caso del proyecto; la problemática es la existencia de un puente para la conexión entre las comunidades de Oyotún.

Ñaupas (como se citó en Ochoa, 2021) “señala que estas investigaciones buscan mejorar los procesos, optimizar los sistemas, normas y reglas tecnológicas vigentes, en proporción de los avances en ciencia y tecnología. Por lo tanto, no pretende evaluar como verdadero, falso o probables sino en niveles de eficiente, deficiente, eficaz o ineficaz”.

##### **3.1.1.1. Según la naturaleza de datos analizados: Cuantitativa**

El diseño metodológico que se utilizará es de tipo cuantitativa, porque transformamos las mediciones en valores numéricos que estos serán resultado del análisis, modelado y diseño del puente vehicular Sorronto.

Según (Caballero Romero, 2014) “indica que este tipo de investigaciones se centra en la cantidad y su enfoque estadístico-matemática considerando todos los informantes con igual importancia. Aquel estudio se basa en corroborar de forma deductiva las proposiciones formuladas en la investigación, se lleva a cabo a través de la construcción de hipótesis sustentadas en la relación entre variables, las cuales son puestas a medición para su validación o refutación”.

### **3.1.2. Según con la metodología para demostrar la hipótesis: No experimental descriptiva**

El método sigue una guía bajo una visión no experimental, debido a la no intervención de variables de tipo independientes para obtener nuevos resultados, puesto que, se utilizará la metodología de las normas establecidas. Y es de tipo descriptivo, porque investiga, analiza y describe las propiedades y características del objeto de estudio.

Behar (como se citó en Cortez y Neill, 2018) “establece que en esta metodología el investigador se limita a observar los hechos o fenómenos tal y como se presentan, sin modificar o intervenir en ellos”.

## **3.2. Población y muestra**

### **3.2.1. Población**

Durante el proceso, es necesario definir la población de estudio, que son un conjunto de objetos (personas, viviendas, obras construidas, vehículos de transporte público, kilómetros de una carretera, metros lineales de vereda, ensayos de laboratorio, etc.) del cual se extrae una muestra representativa para ser sometida a observación y el cual responderá a las necesidades de la investigación (Neill & Cortez Suarez, 2018).

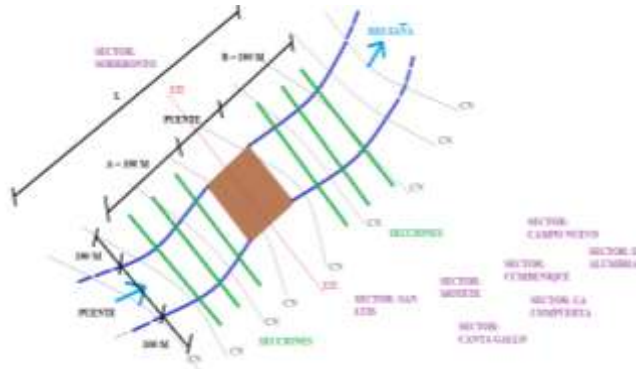
Dada esta definición, para la presente tesis se tomará como población la longitud transversal del río Sorronto, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque.

### **3.2.2. Muestra**

Según (MTC, Manual de Puentes, 2018) en base al estudio topográfico, menciona: “El estudio topográfico generalmente del área del proyecto, debe registrarse todo en planos escalas entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la vía) y en sentido transversal (correspondiente al río)”. (p. 56)

Por lo que la muestra representativa de nuestro de objeto de estudio está representado por el siguiente esquema detallado a continuación:

**Figura 11. Esquema representativo del área a proyectar del puente en estudio**



- POBLACIÓN: Longitud del río al 100%
- MUESTRA: A+PUENTE+B
- CURVA DE NIVEL (CN) @1.00
- SECCIONES: @10.00 m en curvas y @20.00 en tramos tangente

### 3.3. Técnicas, instrumentos, equipos y materiales

#### 3.3.1. Materiales

- Datos de estaciones hidrometeorológicas (SENAMHI).

#### 3.3.2. Equipos

- Hidrología (registros de máximas avenidas dado por el SENAMI).
- Evaluación y revisión de la data documentaria de estudios básicos originados en la zona de estudio.
- Estación total (levantamiento topográfico).
- Laptop de los investigadores.

#### 3.3.3. Técnicas

##### 3.3.3.1. Observación.

- En el estudio Topográfico: Formatos para el levantamiento Topográfico.

- Para el estudio sobre Tráfico: Fichas de conteo vehicular según el diseño geométrico de carreteras (DG-2023).
- En el estudio de suelos: Formatos para evaluación de suelos (granulometría, densidad, cohesión, etc.).

#### ***3.3.3.2. Entrevista.***

- Recolección de datos de manera directa (población).

### **3.4. Instrumentos**

#### ***3.4.1. Instrumentos metodológicos.***

- Almacenamiento en carpetas de la información de manera digitalizada.
- Aplicación de archivos de cálculo para registros de información.
- Archivos de cálculo para diseño.

#### ***3.4.2. Instrumentos de ingeniería.***

##### ***3.4.2.1. Normativas.***

- (AASHTO, 2024)
- (MTC, Manual de Puentes, 2018)

##### ***3.4.2.2. Programas de Ingeniería.***

- CSI BRIGDE V.22
- SAP 2000 V.22
- HEC-HMS 3.5
- H-CANALES
- AUTOCAD 2020
- MICROSOFT EXCEL

## Capítulo IV

### Análisis y Resultados

#### 4.1. Estudios Básicos

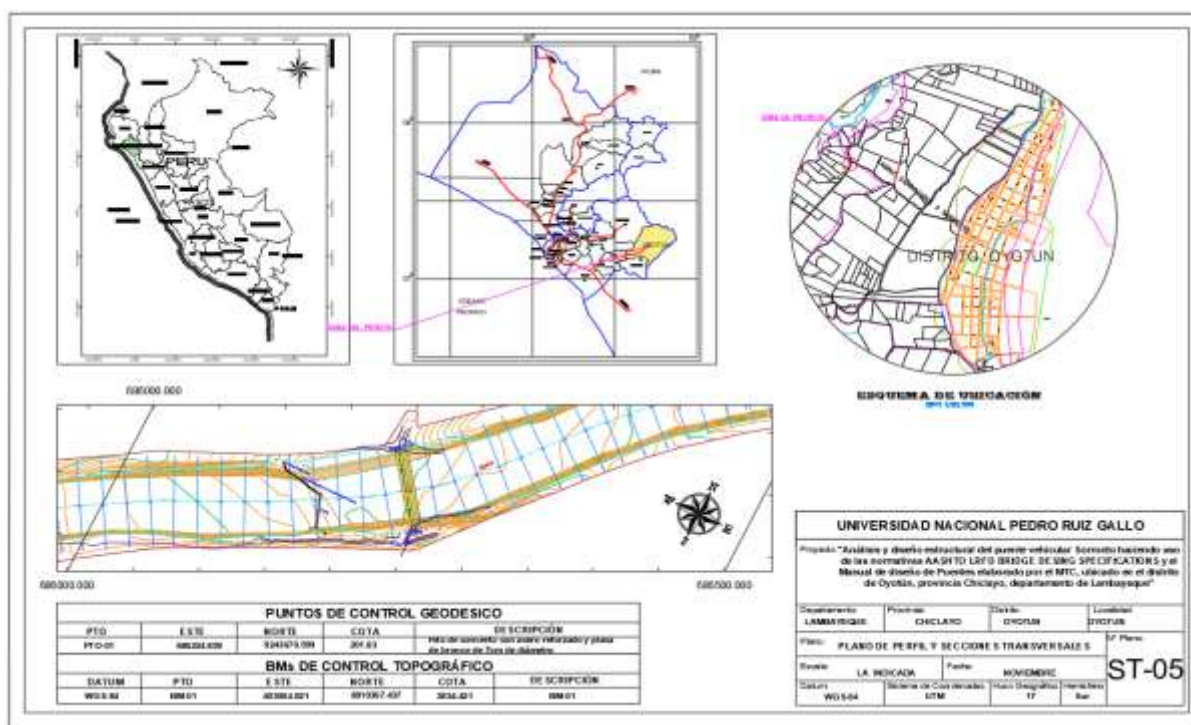
##### 4.1.1. Estudio Topográfico

##### 4.1.1.1. Ubicación

Está ubicada en la localidad de Sorronto en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque, aproximadamente a 1.54 Km de la ciudad de Oyotún.

Localidad : Sorronto  
 Distrito : Oyotún  
 Provincia : Chiclayo  
 Departamento : Lambayeque

**Figura 12. Ubicación del área de estudio para el puente en proyección**



Fuente. Elaboración propia.

La región de influencia para el proyecto se ubica aproximadamente a una altitud de 42.00 msnm, con coordenadas UTM S6° 50' 22.0721'' O79° 18' 53.1407''

#### 4.1.1.2.Equipamiento

**Tabla 19. Certificado de operatividad de los equipos GNSS empleados**



## CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD

**CERTIFICADO N°** 24064

|                         |            |                             |            |
|-------------------------|------------|-----------------------------|------------|
| <b>Fecha de emisión</b> | 2024-09-06 | <b>Fecha de vencimiento</b> | 2025-09-06 |
|-------------------------|------------|-----------------------------|------------|

| Equipo             | Marca                                 | Modelo | Número de Serie |
|--------------------|---------------------------------------|--------|-----------------|
| Receptor Geodésico | Mettatec                              | X5R    | X5-23560        |
| <b>Solicitante</b> | <b>MARCO ANTONIO CORONADO VASQUEZ</b> |        |                 |

Metta Technologies S.A.C. - METTATEC - mediante su laboratorio de servicio técnico certifica que, habiendo efectuado las pruebas y regulaciones al equipo descrito, este se encuentra dentro de las especificaciones técnicas de fábrica en lo referente a la precisión obtenida con metodología estática y cinemática.

| Precisión  |                    |              |                  |               |
|------------|--------------------|--------------|------------------|---------------|
| Estático   | Horizontal:        | 6 mm + 1 ppm | Vertical:        | 10 mm + 1 ppm |
| <b>PPK</b> | <b>Horizontal:</b> | 7 mm + 1 ppm | <b>Vertical:</b> | 12 mm + 1 ppm |
| <b>RTK</b> | <b>Horizontal:</b> | 9 mm + 1 ppm | <b>Vertical:</b> | 14 mm + 1 ppm |

Patrón Utilizado: Receptores GNSS Geodésicos GEOMAX Zenith35 Multiconstelación y Multifrecuencia, sobre Línea Base GNSS LI01 - MT01 con Precisión absoluta de 0.01 m, y software de post proceso Leica Infinity GNSS.

**Metodología Estática:**  
Consiste en la determinación de las componentes del vector 3D que une dos puntos A y B, donde uno de ellos se establece como fijo, a este vector se le denomina línea base GNSS. Las componentes de la citada línea base se determinan mediante incrementos geocéntricos (dX, dY, dZ).

**Metodología Cinemática en Tiempo Real RTK:**  
Se basa en la colocación de un Receptor GNSS en una posición geográfica cuyas coordenadas son conocidas y a partir de la medida de observables, se determinan las ambigüedades iniciales de observación de la estación permanente y móvil en tiempo real.





**José Oropeza Technical**  
Product Manager GNSS

**Metta Technologies**  
S.A.C. - Mettatec  
Dirección: Alberto  
Barajas 580, San Borja,  
ZIP 15036, Lima, PERÚ

[www.mettatec.com](http://www.mettatec.com)  
**GNSS GEOPOSITIONING**  
**PRODUCTS:**  
Correo: [gnss@mettatec.com](mailto:gnss@mettatec.com)  
Celular: +51 947894954

Fuente: Laboratorio de servicio técnico del equipo utilizado.

**Tabla 20. Especificaciones técnicas de los equipos GPS**

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |                                                                                                                                                                                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                                                                                | <h1> <b>Especificaciones Técnicas</b> </h1>                                                                                                                                                                                                                                    |                                                    |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                                                | <h2> <b>Posicionamiento <sup>1</sup></b> </h2>                                                                                                                                                                                                                                 | <h2> <b>Físico</b> </h2>                           |
| Canales                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | 184                                                                                                                                                                                            | Dimensiones                                                                                                                                                                                                                                                                    | 138 x 138 x 85 mm                                  |
| Tiempo de inicialización                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 5 segundos                                                                                                                                                                                     | Peso                                                                                                                                                                                                                                                                           | 650 gramos                                         |
| Tiempo para primer fix                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | 25 s (frío),<br>2 s (caliente)                                                                                                                                                                 | Temperatura de funcionamiento                                                                                                                                                                                                                                                  | -20 a 65°C                                         |
| Frecuencia de registro                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | Hasta 10 Hz o 0.1 segundos                                                                                                                                                                     | Diseño cerrado                                                                                                                                                                                                                                                                 | Capaz de proteger contra potentes chorros de agua. |
| Constelaciones                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | GPS (L1C/A - L2C)<br>GLONASS (L1OF - L2OF)<br>Galileo (E1 B/C - E5b)<br>Beidou (B1I - B2I)<br>QZSS (L1C/A - L2C)<br>SBAS (L1C/A)                                                               | Protección IP67                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
| Precisión Estático:                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | H = 3.5 mm + 1 ppm<br>V = 6 mm + 1 ppm                                                                                                                                                         | <p>El agua se proyecta en potentes chorros (boquilla de 12,5 mm) contra el recinto desde cualquier dirección no tendrá efectos nocivos.</p> <p>Duración de la prueba: al menos 3 minutos; Volumen de agua: 100 litros por minuto; Presión: 100 kPa a una distancia de 3 m.</p> |                                                    |
| Precisión PPK:                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | H = 6 mm + 1 ppm<br>V = 10 mm + 1 ppm                                                                                                                                                          | <h2> <b>Energía <sup>2</sup></b> </h2>                                                                                                                                                                                                                                         |                                                    |
| Precisión RTK:                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | H = 7 mm + 1 ppm<br>V = 12 mm + 1 ppm                                                                                                                                                          | Voltaje de entrada                                                                                                                                                                                                                                                             | 4,75 - 5,5 V                                       |
| <h2> <b>Conectividad</b> </h2>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                | Polarización de CC de la antena interna                                                                                                                                                                                                                                        | 3,3 V                                              |
| Radio LoRa                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | Frecuencias disponibles: 433 o 915 MHz (elección)<br>Potencia: 1W<br>Ganancia antena: 5 dBi<br>Distancia: 10 km a línea de visión<br>Distancia típica: 2 km con interferencia moderada a baja. | Consumo máximo de corriente                                                                                                                                                                                                                                                    | 2500 mA                                            |
| Wi-Fi                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 2.4 Ghz 802.11 n/g/n                                                                                                                                                                           | Consumo medio de corriente                                                                                                                                                                                                                                                     | 500 mA                                             |
| Bluetooth                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | Bluetooth™ 4.2 BR/EDR                                                                                                                                                                          | Límite de corriente en USB OTG                                                                                                                                                                                                                                                 | 2000 mA                                            |
| Puertos                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | USB-C, antena TNC                                                                                                                                                                              | LiPo 6Ah con carga rápida de 1,5 A                                                                                                                                                                                                                                             |                                                    |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |                                                                                                                                                                                                | Más de 15 h de trabajo autónomo                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
| <h2> <b>Data</b> </h2>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
| Protocolos                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | NTRIP, RTCM3                                                                                                                                                                                   |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
| Formato de archivo                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | UBX                                                                                                                                                                                            |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
| Salida de posición                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | NMEA, RAW data (para RINEX)                                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
| Almacenamiento interno                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | Memoria de 32 GB                                                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
| <p><sup>1</sup> Para la precisión autónoma y RTK, se considera la disponibilidad completa de las señales satelitales, en un entorno despejado y sin interferencias, con una disposición estándar de satélites y bajo condiciones atmosféricas normales. Estas prestaciones se basan en el cumplimiento de las prácticas estándar recomendadas para el uso del GNSS.</p> <p><sup>2</sup> El consumo de batería que puede generar el dispositivo puede variar en función de diversos factores, como la temperatura ambiental, la carga de trabajo del procesador, entre otros aspectos relevantes.</p> |                                                                                                                                                                                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                                                                                                                                | 2024 METTATEC. © Todos los derechos reservados.                                                                                                                                                                                                                                |                                                    |

Fuente: Laboratorio de servicio técnico Metta Technologies S.A.C.

#### **4.1.1.3. Software utilizado**

CIVIL 3D V 2025

Se trata de un entorno que integra el diseño realizado por computadora (CAD) con funciones avanzadas de modelado de información para la ejecución (BIM). Está desarrollado precisamente para emplear la información proveniente del levantamientos topográficos y proyectos de infraestructura, como carreteras, canales, etc.

Se utiliza para:

##### **Levantamientos topográficos:**

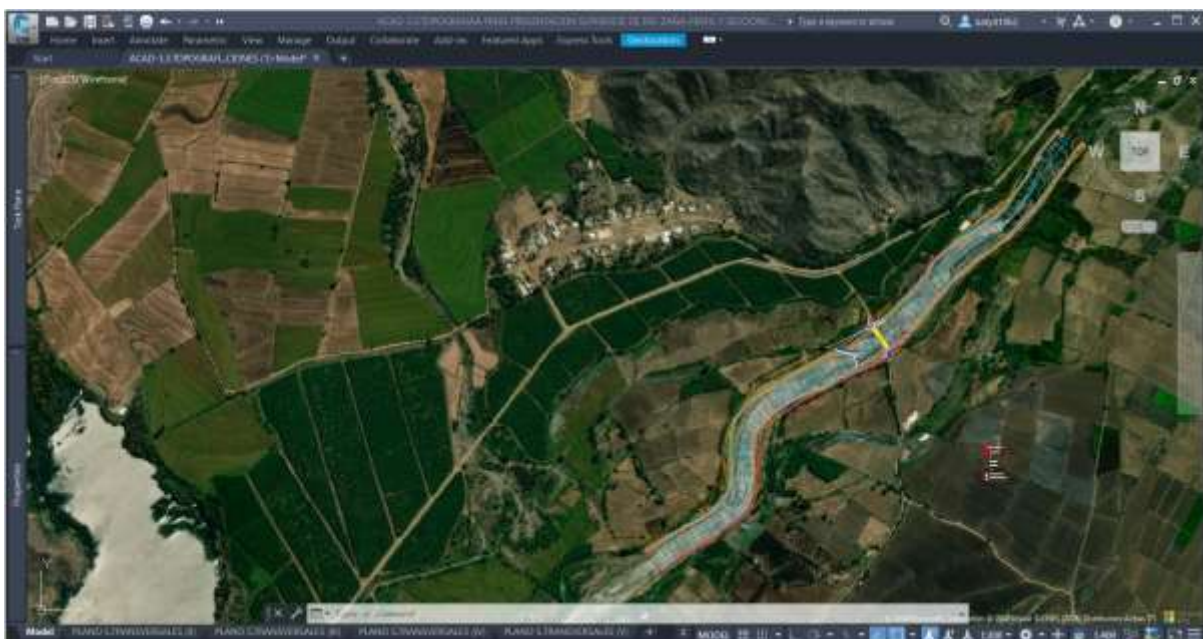
Interpreta información proveniente de estaciones totales, receptores GNSS y drones en la que produce planos de topografía, curvas de nivel y modelos digitales del terreno (MDT).

##### **Modelado de terrenos:**

Genera superficies específicas sustentadas en datos, puntos y breaklines.

Facilita la realización del análisis de superficies, pendientes y volúmenes, etc.

**Figura 13. Topografía de la superficie en el software CIVIL 3D**



Fuente: Elaboración propia

#### **4.1.1.4. Metodología de trabajo**

Para el desarrollo del levantamiento de trabajo se utilizó un GPS diferencial el cual se compone de una estación base, colocado en un punto con coordenadas conocidas y el receptor móvil (Rover), el cual se desplaza por los puntos que se pretenden levantar.

Para posteriormente, indicar de forma detallada la metodología que se utilizó para establecer los trazos de la ruta.

##### **a) Fuentes de Información y Coordinaciones Efectuadas**

Los trabajos de campo se realizaron en coordinación con las debidas instituciones y autoridades:

El Instituto Geográfico Nacional (IGN) es la entidad de la cual se obtiene la información geodésica proporcionada por las Estaciones de Rastreo Permanente (ERP).

##### **b) Trabajos Topográficos**

Al comenzar se estableció el área de estudio. Posterior, se realizaron los trabajos de campo, utilizando un equipo diferencial RTK, conectado a la red geodésica nacional, a partir de la implementación de un punto de control geodésico tanto de manera vertical como horizontal.

##### **✓ MODELO GEOIDAL. -**

Para la compensación de alturas el MODELO GEOIDAL EGM 2008, obtenido a partir de los datos horizontales y altimétricos (Latitud, Longitud y alturas elipsoidales establecidas en la base del sistema (WGS84) de los puntos que conforman la línea de nivelación geométrica.

Con los valores obtenidos de en cada punto se obtendrá el valor de la ondulación Geoidal en cada punto con medidas reales las cuales se relacionan mediante la fórmula.

$$h = H + N$$

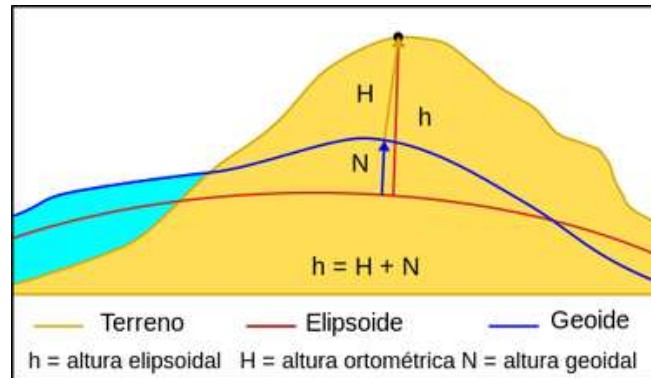
Donde

$N$  = ondulación

$h$  = Altura elipsoidal

$H$  = Altura Ortométrica (nivelada)

**Figura 14. Relación entre las alturas**



✓ GEODESIA.

Estas actividades corresponden a los trabajos de georreferenciación y control geodésico que garantice la precisión requerida para la recolección de la información de monitoreo de la zona a intervenir.

#### **4.1.1.5. Trabajo de campo**

La monumentación que se desarrollo fue del tipo “pilar de concreto”, diseñado para garantizar su estabilidad y resistencia a través del tiempo, ejecutando los siguientes pasos:

- Ejecución de la estructura en concreto ciclópeo.
- Hito de concreto en geometría cuadrangular
- Colocación de una placa de identificación según el modelo del IGN.

Durante la fase de Monumentación se tuvo cuidado especial en el proceso de mezclado y vaciado del concreto, esta actividad se realizó por medios manuales y se tuvo especial cuidado en obtener mezclas homogéneas, asimismo, se dejó la zona de trabajo limpia y libre de residuos.

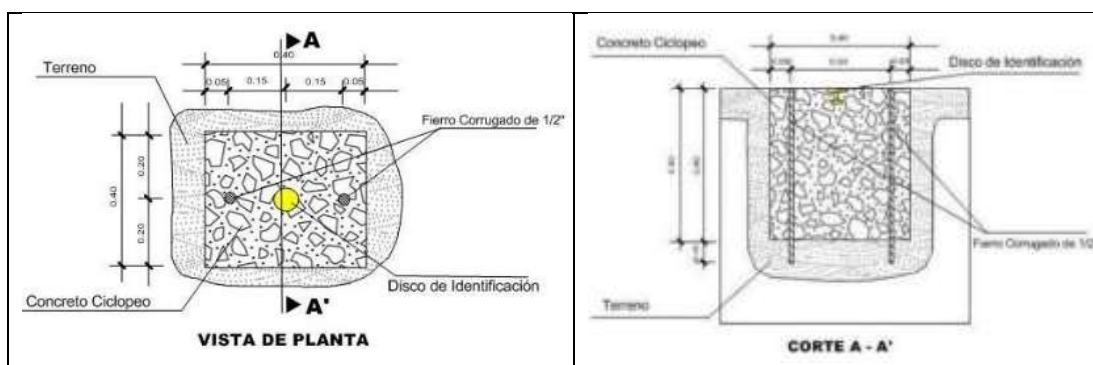
**Figura 15. Verificación de ancho**



**Figura 16. Verificación de profundidad**



**Figura 17. Esquema de monumentación**

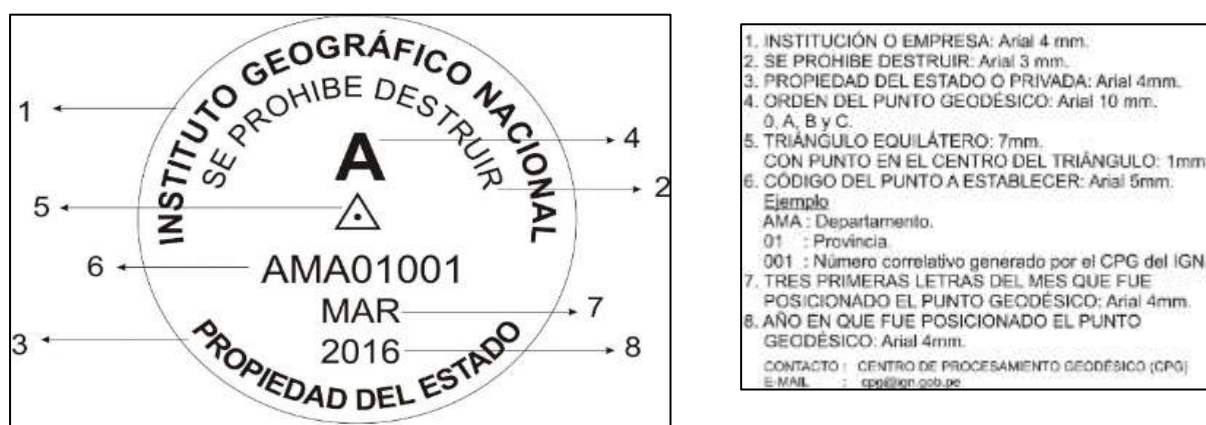


Fuente: elaboración propia

La localización de la pieza metálica de bronce establece como punto de control geodésico “origen de coordenadas” cuenta con las siguientes características:

Parte superior circular con un diámetro de 70 mm y un espesor de 5 mm, la parte media tiene forma tubular con una longitud de 60 mm y un grosor de 10 mm; y una base de anclaje con geometría de cruz tubular, con una longitud de 50 mm y espesor de 10 mm.

**Figura 18. Identificación de punto geodésico**



Fuente: elaboración propia

**Figura 19. Detalles del disco de bronce**

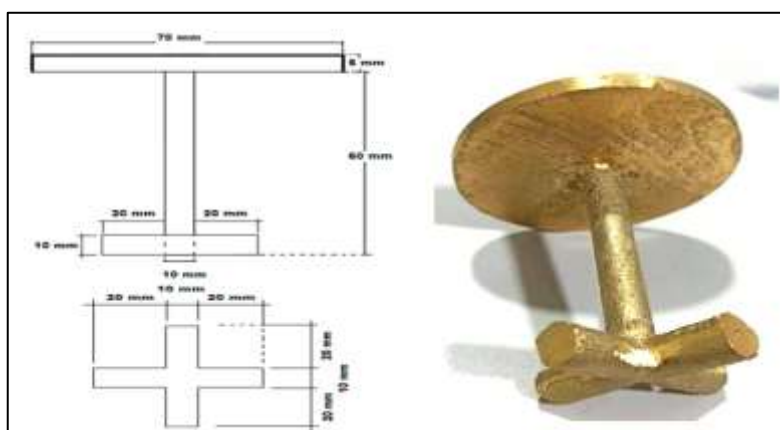


Tabla 21. Ficha monográfica geodésica

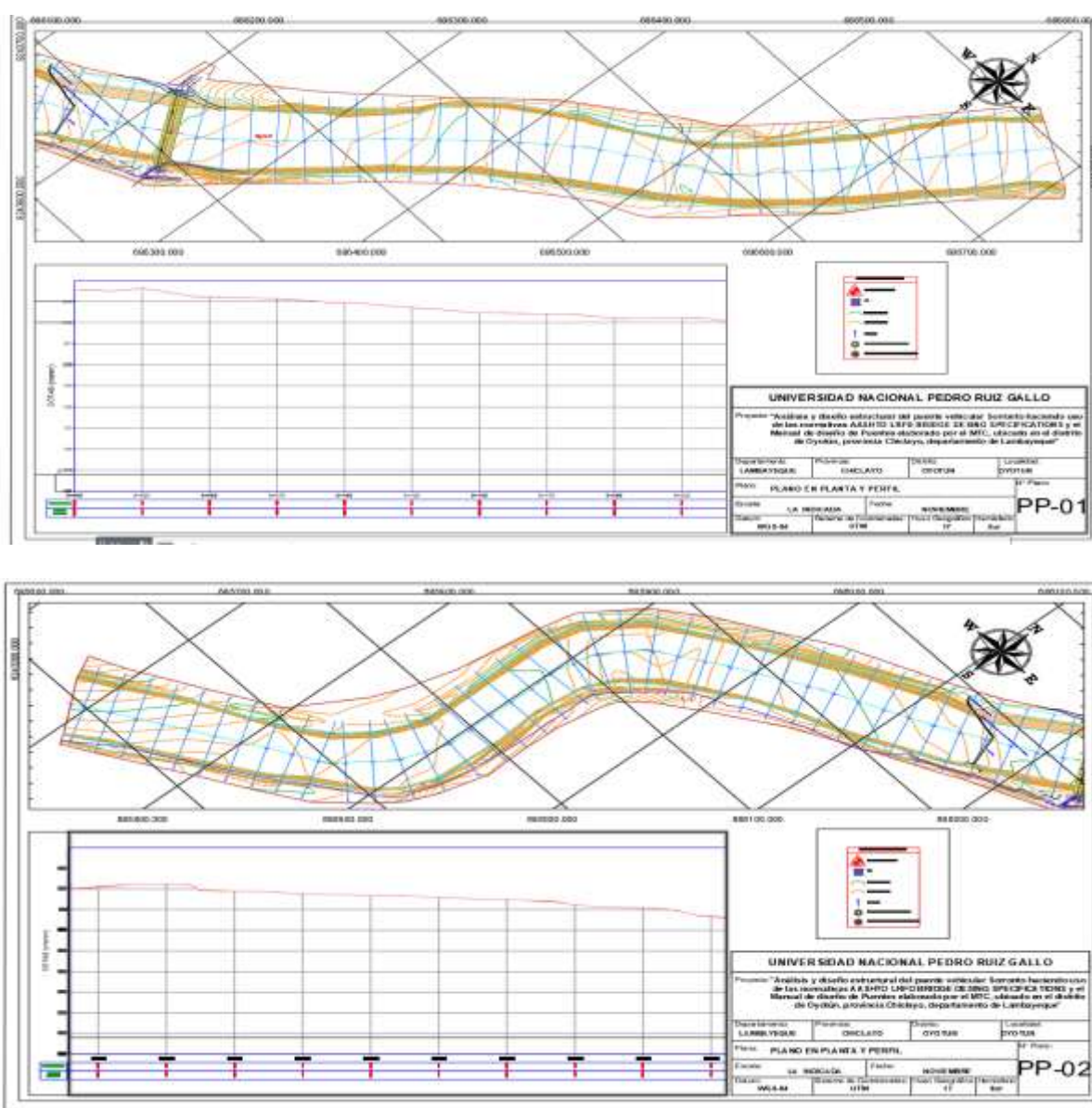
|                                                                                     |                                        |                                                      |                                 |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|------------------------------------------------------|---------------------------------|
| FICHA MONOGRÁFICA GEODESICA                                                         |                                        |                                                      |                                 |
| NOMBRE<br>PG - 01                                                                   | CÓDIGO<br>PG - 01                      | DISTRITO<br>OYOTUN                                   | ESTABLECIDA POR:                |
| UBICACIÓN:<br>Departamento: LAMBAYEQUE<br>Provincia : CHICLAYO<br>Distrito : OYOTUN |                                        | CARACTERÍSTICAS DE LA MARCA:<br><br>HITO MONUMENTADO |                                 |
| LATITUD (S) WGS-84<br>S6°50'22.0721"                                                | LONGITUD (W) WGS-84<br>O79°18'53.1407" | NORTE (N) WGS-84<br>9243670.599 m                    | ESTE (E) WGS-84<br>686224.699 m |
| ALTURA ELIPSOIDAL<br>214.619 m                                                      |                                        | ELEVACIÓN (EGM-08)<br>201.830 m                      | ZONA UTM<br>17 SUR              |
| ORDEN DEL PUNTO GEODÉSICO<br>C                                                      |                                        |                                                      |                                 |
| CROQUIS TOPOGRÁFICO                                                                 |                                        | IMAGEN DE RASTREO DE ANTENA                          |                                 |
|  |                                        |                                                      |                                 |
| Nota: Cuadrado de color Blanco: Punto PG-01                                         |                                        |                                                      |                                 |
| DESCRIPCIÓN<br>Hito de concreto, con código PG-01                                   |                                        |                                                      |                                 |
| DESCRITA POR:<br>MACV                                                               | REVISADO POR:                          | JEFE PROYECTO:                                       | FECHA:<br>Noviembre del 2024    |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.6. Trabajo de gabinete

Los datos de campo obtenidos mediante el receptor geodésico de GNSS, fueron transferidos al ordenador, para su procesamiento en el software Civil 3d versión 2025 para luego a través del manejo apropiado obtener los planos respectivos a las escalas indicadas, plano de planta con curvas de nivel de contorno menor a 0.3 metro y contorno mayor a cada 1.5 metro, plano de perfil complementando el dibujo con las secciones de transversales de 80 m y la leyenda respectiva y otros para su fácil entendimiento.

**Figura 20. Plano en planta y perfil**



Fuente: Elaboración propia

LEYENDA:

b = Base de la ladera del rio.

f = Fondo en el eje de rio.

Es = Estructura obra de arte.

Pu = punto de control.

Bm = punto de control enlazado al estático.

#### ***4.1.1.7. Panel topográfico***

***Figura 21. Monumentación de punto geodésico***



***Figura 22. Levantamiento topográfico con receptor geodésico***



#### **4.1.2. Estudio geotécnico (suelos)**

El estudio geotécnico busca identificar las propiedades mecánicas, físicas y estratigráficas referidas al suelo, así como sus características en cuanto a la estratigrafía con el objetivo de dimensionar la cimentación en pilares y zapatas de estribos.

##### **4.1.2.1.Objetivos**

- Definir el perfil estratigráfico.
- Determinar las características físicas y geomorfológicas del suelo en la zona dónde se emplazará el puente Sorronto.
- Establecer la capacidad de resistencia del terreno.

##### **4.1.2.2.Muestras de Campo**

Se realizó 2 calicatas 0.00 - 3.00m de profundidad, una en cada margen del eje del del puente, a las cuales se realizaron los siguientes ensayos: Granulometría, límites de Atterberg, contenido de humedad, índice plástico, peso específico de sólidos, sales solubles y corte directo.

##### **4.1.2.3.Ensayos de Laboratorio**

##### **Ensayo de Granulometría**

##### **Calicata N°1**

Ubicación: Distrito de Oyotún, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque

Título: Análisis del tamaño de partículas del suelo utilizando el método de tamices.

Código: NTP 339.128

Código: ASTM D-422

- Perforación: C-1
- Muestra: M-1
- Peso inicial: 8098.30 gr

- Profundidad: 0.00-3.00 m
- Localización: Margen izquierdo
- Observación: Nivel freático de 0.00-3.00 m

**Calicata N°2**

- Perforación: C-2
- Muestra: M-1
- Peso inicial: 12819.20 gr
- Profundidad: 0.00-3.00 m
- Localización: Margen derecho
- Observación: Nivel freático de .00-3.00 m

**Figura 23.** Vista de la extracción de muestra de la calicata N°01



**Figura 24.** Vista de la extracción de muestra de la calicata N°02



**Tabla 22. Granulometría por Tamizado C1-M1**

**GEMESU**  
GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**  
**ASTM D-422 - NTP 339.128**

**PROYECTO** : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"

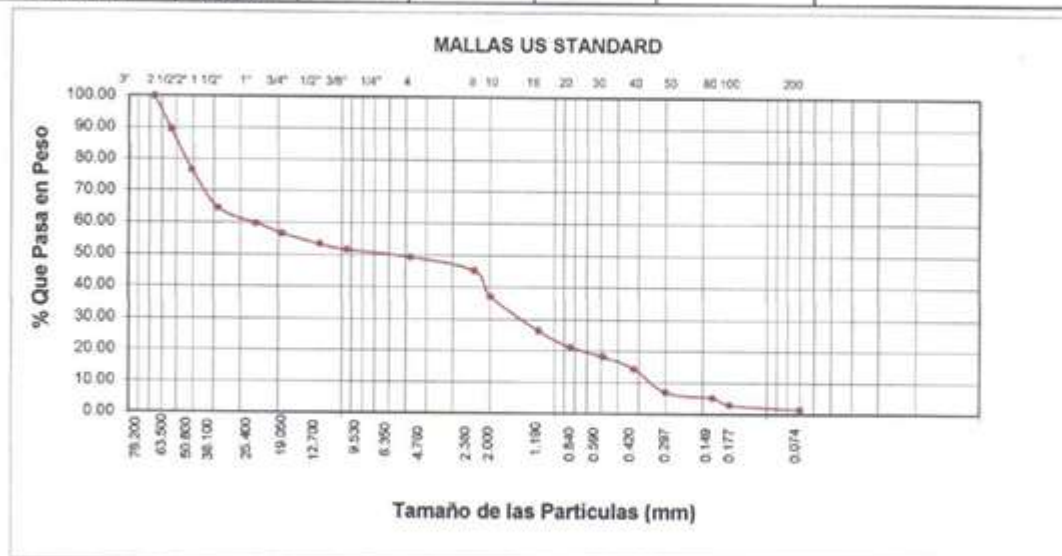
**SOLICITANTE** : TESISTAS UNPRG

**UBICACIÓN** : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

**FECHA** : 05/12/2025

**CALICATA N°** : 1 **MARGEN**: IZQUIERDO **MUESTRA N°** 1 **PROFUNDIDAD** : 3.00 m.

| Abertura Malla | Peso Retenido | % Retenido Parcial | % Retenido Acumulado | % Que Pasa | Especificaciones | CLASIFICACION SUCS                         |
|----------------|---------------|--------------------|----------------------|------------|------------------|--------------------------------------------|
| Pulg.          | mm.           |                    |                      |            |                  |                                            |
| 3"             | 76.20         | —                  | —                    | 100.00     |                  |                                            |
| 2 1/2"         | 63.50         | 845.00             | 10.43                | 89.57      |                  | GP, gravas mal graduadas, con pocos finos. |
| 2"             | 50.80         | 1055.70            | 13.04                | 76.53      |                  |                                            |
| 1 1/2"         | 38.10         | 980.10             | 12.10                | 64.43      |                  |                                            |
| 1"             | 25.40         | 376.00             | 4.64                 | 59.78      |                  |                                            |
| 3/4"           | 19.05         | 262.40             | 3.24                 | 56.54      |                  | L.L. : 17.0                                |
| 1/2"           | 12.70         | 268.10             | 3.31                 | 53.23      |                  | L.P. : NP                                  |
| 3/8"           | 9.53          | 139.10             | 1.72                 | 51.52      |                  | L.P. : NP                                  |
| N° 04          | 4.76          | 170.30             | 2.10                 | 49.41      |                  | CLASIFICACION                              |
| N° 08          | 2.38          | 342.50             | 4.23                 | 45.18      |                  | AASHTO A-1-a                               |
| N° 10          | 2.00          | 649.30             | 8.02                 | 37.17      |                  | OBSERVACION                                |
| N° 16          | 1.19          | 867.80             | 10.72                | 26.45      |                  | Grava 50.6 %                               |
| N° 20          | 0.84          | 432.70             | 5.34                 | 21.11      |                  | Arena 49.4 %                               |
| N° 30          | 0.59          | 221.80             | 2.74                 | 18.37      |                  | Finos<Malla N°200 1.6 %                    |
| N° 40          | 0.42          | 312.40             | 3.86                 | 14.51      |                  | Humedad natural: 7.30%                     |
| N° 50          | 0.30          | 612.70             | 7.57                 | 6.94       |                  | NF: 3.00 m.                                |
| N° 60          | 0.25          | 132.90             | 1.64                 | 5.30       |                  |                                            |
| N° 100         | 0.15          | 188.40             | 2.33                 | 2.98       |                  |                                            |
| N° 200         | 0.07          | 111.40             | 1.38                 | 1.60       |                  |                                            |
| <N° 200        |               | 129.70             | 1.60                 | 0.00       |                  |                                            |
| Peso Inicial   |               | 8098.30            |                      |            |                  |                                            |



GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
*Mario Ortiz Puelles*  
TECNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
*José Miguel Man Mantilla*  
INGENIERO CIVIL  
REG. CIP. 73864

**Tabla 23. Granulometría por Tamizado C2-M1**



GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
 WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
 Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
 C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**  
**ASTM D-422 - NTP 339.128**

**PROYECTO** : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADOPOR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"

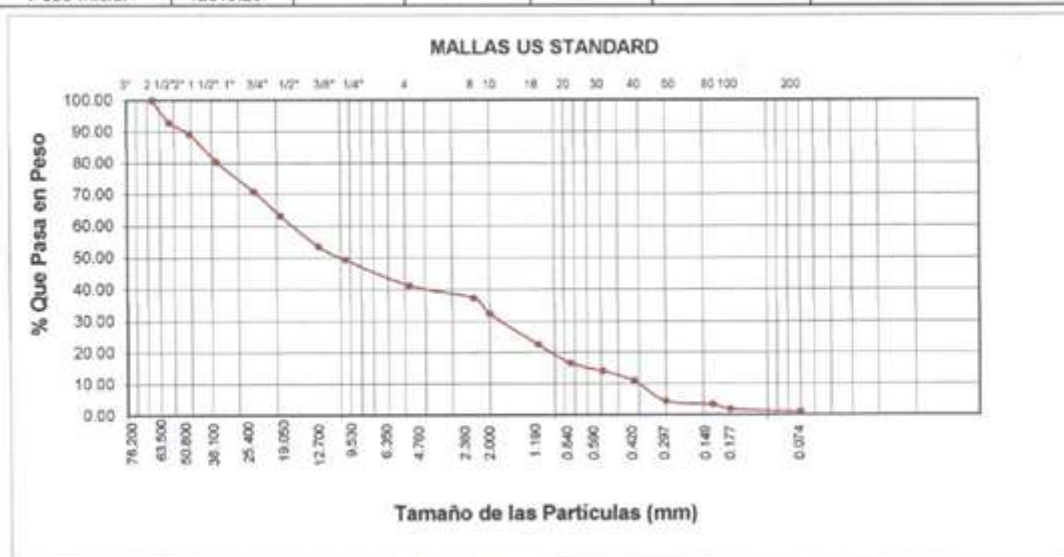
**SOLICITANTE** : TESISTAS UNPRG

**UBICACIÓN** : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

**FECHA** : 05/12/2025

**CALICATA N°** : 2 **MARGEN: DERECHO** **MUESTRA N° 1** **PROFUNDIDAD** : 3.00 m.

| Abertura Malla | Peso Retenido | % Retenido Parcial | % Retenido Acumulado | % Que Pasa | Especificaciones | CLASIFICACION SUCS                         |
|----------------|---------------|--------------------|----------------------|------------|------------------|--------------------------------------------|
| Pulg.          | mm.           |                    |                      |            |                  |                                            |
| 3"             | 76.20         | —                  | —                    | 100.00     |                  |                                            |
| 2 1/2"         | 63.50         | 908.70             | 7.07                 | 92.93      |                  | GP, gravas mal graduadas, con pocos finos. |
| 2"             | 50.80         | 485.30             | 3.79                 | 10.86      |                  |                                            |
| 1 1/2"         | 38.10         | 1123.80            | 8.77                 | 19.63      |                  |                                            |
| 1"             | 25.40         | 1226.00            | 9.56                 | 29.19      |                  | L.L. : 16.0                                |
| 3/4"           | 19.05         | 970.60             | 7.57                 | 36.76      |                  | L.P. : NP                                  |
| 1/2"           | 12.70         | 1251.50            | 9.76                 | 46.52      |                  | I.P. : NP                                  |
| 3/8"           | 9.53          | 523.60             | 4.08                 | 50.61      |                  | CLASIFICACION                              |
| N° 04          | 4.76          | 1047.20            | 8.17                 | 58.78      |                  | AASHTO A - 1 - a                           |
| N° 08          | 2.38          | 500.00             | 3.90                 | 62.68      |                  | OBSERVACIONE                               |
| N° 10          | 2.00          | 649.30             | 5.07                 | 67.74      |                  | Grava 58.8 %                               |
| N° 16          | 1.19          | 1238.70            | 9.66                 | 77.41      |                  | Arena 41.2 %                               |
| N° 20          | 0.84          | 753.50             | 5.88                 | 83.28      |                  | Finos<Malla N°200 1.1 %                    |
| N° 30          | 0.59          | 340.70             | 2.66                 | 85.94      |                  |                                            |
| N° 40          | 0.42          | 400.10             | 3.12                 | 89.06      |                  | Humedad natural: 6.80%                     |
| N° 50          | 0.30          | 830.10             | 6.48                 | 95.54      |                  | NF: 3.00 m.                                |
| N° 80          | 0.18          | 140.50             | 1.10                 | 96.63      |                  |                                            |
| N° 100         | 0.15          | 191.60             | 1.49                 | 98.13      |                  |                                            |
| N° 200         | 0.07          | 102.10             | 0.80                 | 98.92      |                  |                                            |
| <N° 200        |               | 137.90             | 1.08                 | 100.00     |                  |                                            |
| Peso Inicial   | 12819.20      |                    |                      |            |                  |                                            |



GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 Mario Ortiz Puelles  
 TECNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 José M. Mantilla  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. N° 70664

## Ensayo limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad de suelos

**Tabla 24. Límite líquido, plástico e índice de plasticidad de calicata N°01**



**GEMESU**  
GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

**GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO**  
 WWW.geotecniams.com — geotecniams\_73@hotmail.com  
 Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 - 963948275  
 C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo — Lambayeque

**LIMITE LIQUIDO LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS**  
**NTP 339.129**

**PROYECTO** : "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"

**SOLICITANTE** : TESISTAS UNPRG

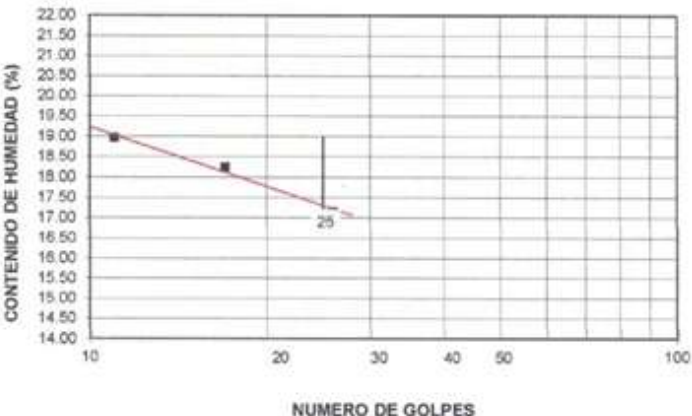
**UBICACIÓN** : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

**FECHA** : 05/12/2025

|                             |      |           |       |       |  |  |  |
|-----------------------------|------|-----------|-------|-------|--|--|--|
| CALICATA N°                 | N°   | 1         |       |       |  |  |  |
| MARGEN                      |      | IZQUIERDO |       |       |  |  |  |
| PROFUNDIDAD                 | (m)  | 3.00      |       |       |  |  |  |
| MUESTRA                     | N°   | 1         |       |       |  |  |  |
| Número de golpes            | N°   | 11        | 17    | 26    |  |  |  |
| 1. Recipiente N°            | N°   | 9         | 8     | 15    |  |  |  |
| 2. Peso suelo húmedo + Tara | (gr) | 34.09     | 36.91 | 38.42 |  |  |  |
| 3. Peso suelo seco + Tara   | (gr) | 30.70     | 33.28 | 34.56 |  |  |  |
| 4. Peso de la Tara          | (gr) | 12.91     | 13.21 | 12.13 |  |  |  |
| 5. Peso del agua            | (gr) | 3.39      | 3.63  | 3.86  |  |  |  |
| 6. Peso del suelo seco      | (gr) | 17.79     | 20.07 | 22.43 |  |  |  |
| 7. Humedad                  | (%)  | 19.06     | 18.09 | 17.21 |  |  |  |

|                             |      |             |  |  |  |  |  |
|-----------------------------|------|-------------|--|--|--|--|--|
| <b>PROFUNDIDAD</b>          |      |             |  |  |  |  |  |
| <b>PROFUNDIDAD (m)</b>      |      |             |  |  |  |  |  |
| 1. Recipiente N°            | N°   |             |  |  |  |  |  |
| 2. Peso suelo húmedo + Tara | (gr) |             |  |  |  |  |  |
| 3. Peso suelo seco + Tara   | (gr) |             |  |  |  |  |  |
| 4. Peso de la Tara          | (gr) | NO PLASTICO |  |  |  |  |  |
| 5. Peso del agua            | (gr) |             |  |  |  |  |  |
| 6. Peso del suelo seco      | (gr) |             |  |  |  |  |  |
| 7. Humedad                  | (%)  |             |  |  |  |  |  |

**GRAFICO DEL LIMITE LIQUIDO**



|                |    |
|----------------|----|
| <b>MUESTRA</b> |    |
|                | 1  |
| L.L.           | 17 |
| L.P.           | NP |
| I.P.           | NP |

Observaciones:

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

Mario Ortiz Puolles  
TÉCNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

José María Mantilla  
INGENIERO CIVIL  
REG. CIP 75664

**Tabla 25. Límite líquido, plástico e índice de plasticidad de calicata N°02**



GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
 WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
 Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
 C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

**LIMITE LIQUIDO LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS**  
**NTP 339.129**

**PROYECTO** : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"

**SOLICITANTE** : TESISTAS UNPRG

**UBICACIÓN** : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

**FECHA** : 04/12/2025

|                             |      |         |       |       |  |  |  |
|-----------------------------|------|---------|-------|-------|--|--|--|
| CALICATA N°                 | N°   | 2       |       |       |  |  |  |
| MARGEN                      |      | DERECHO |       |       |  |  |  |
| PROFUNDIDAD                 | (m)  | 3.00    |       |       |  |  |  |
| MUESTRA                     | N°   | 1       |       |       |  |  |  |
| Número de golpes            | N°   | 11      | 18    | 27    |  |  |  |
| 1. Recipiente N°            | N°   | 13      | 5     | 4     |  |  |  |
| 2. Peso suelo húmedo + Tara | (gr) | 33.35   | 35.92 | 38.88 |  |  |  |
| 3. Peso suelo seco + Tara   | (gr) | 30.10   | 32.51 | 35.26 |  |  |  |
| 4. Peso de la Tara          | (gr) | 11.82   | 11.95 | 12.34 |  |  |  |
| 5. Peso del agua            | (gr) | 3.25    | 3.41  | 3.62  |  |  |  |
| 6. Peso del suelo seco      | (gr) | 18.28   | 20.56 | 22.92 |  |  |  |
| 7. Humedad                  | (%)  | 17.78   | 16.59 | 15.79 |  |  |  |

|                             |      |             |  |  |  |  |  |
|-----------------------------|------|-------------|--|--|--|--|--|
| PROFUNDIDAD                 |      |             |  |  |  |  |  |
| PROFUNDIDAD (m)             |      |             |  |  |  |  |  |
| 1. Recipiente N°            | N°   |             |  |  |  |  |  |
| 2. Peso suelo húmedo + Tara | (gr) |             |  |  |  |  |  |
| 3. Peso suelo seco + Tara   | (gr) |             |  |  |  |  |  |
| 4. Peso de la Tara          | (gr) | NO PLASTICO |  |  |  |  |  |
| 5. Peso del agua            | (gr) |             |  |  |  |  |  |
| 6. Peso del suelo seco      | (gr) |             |  |  |  |  |  |
| 7. Humedad                  | (%)  |             |  |  |  |  |  |



|      |                |
|------|----------------|
|      | <b>MUESTRA</b> |
|      | <b>1</b>       |
| L.L. | 16             |
| L.P. | NP             |
| I.P. | NP             |

Observaciones:

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 Mario Ortiz Puelles

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 José Misael Man Mantilla  
 INGENIERO CIVIL

**Ensayo de contenido de humedad**

Código: NTP 339.127-1998

**Tabla 26. Contenido de humedad de calicata C-1 y C-2**

**GEMESU**  
GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

| HUMEDAD NATURAL<br>NTP-339.127                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |     |            |  |            |  |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|------------|--|------------|--|
| <b>PROYECTO</b> : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"<br><b>SOLICITA</b> : TESISISTAS UNPRG<br><b>UBICACIÓN</b> : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE<br><b>FECHA</b> : 04/12/2025 |     |            |  |            |  |
| DATOS DE LA MUESTRA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |     |            |  |            |  |
| CALICATA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Nº  | 1          |  | 2          |  |
| MARGEN                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |     | IZQ.       |  | DER.       |  |
| PROFUNDIDAD                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | (m) | 0.00 -3.00 |  | 0.00 -3.00 |  |
| MUESTRA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | Nº  | 1          |  | 1          |  |
| Nº TARRO                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Nº  | 17         |  | 2          |  |
| PESO TARRO + SUELO HUMEDO                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | (g) | 553.70     |  | 623.70     |  |
| PESO TARRO + SUELO SECO                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | (g) | 517.40     |  | 585.30     |  |
| PESO DE AGUA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | (g) | 36.30      |  | 38.40      |  |
| PESO DEL TARRO                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | (g) | 21.90      |  | 23.00      |  |
| PESO DEL SUELO SECO                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | (g) | 495.50     |  | 562.30     |  |
| CONTENIDO DE HUMEDAD                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | (%) | 7.3        |  | 6.8        |  |

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
  
**Mario Ortiz Pumiles**  
 TÉCNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
  
**José Misael Man Mantilla**  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. CIP. 75654

## Ensayo de peso específico relativo de sólidos

Código: NTP 339.131: 1999

**Tabla 27. Ensayo peso específico relativo de sólidos C-1**



GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
 WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
 Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
 C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

### **Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo NTP 339.131:1999 (Rev. 2019)**

**PROYECTO** : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"

**SOLICITANTE** : TESISISTAS UNPRG

**UBICACIÓN** : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

**CALICATA N°** : 1 - MARGEN IZQUIERDO

**MUESTRA N°** : 1

**PROFUNDIDAD** : 3.00 m.

**FECHA** : 06/12/2025

| Muestra                                  | 1       |         |  |  |
|------------------------------------------|---------|---------|--|--|
| Temperatura ambiente (°C)                | 22.1    | 22.1    |  |  |
| N° Picnómetro                            | 3       | 3       |  |  |
| Masa de la muestra seca (g)              | 70.73   | 70.51   |  |  |
| Masa del Picnómetro + Agua (g)           | 692.19  | 692.19  |  |  |
| Masa del Picnómetro + Agua + Muestra (g) | 736.20  | 736.30  |  |  |
| Temperatura del agua (°C)                | 19.7    | 18.7    |  |  |
| Factor por corrección a 20°C (K)         | 1.00006 | 1.00026 |  |  |
| Gravedad Específica (G20°C)              | 2.65    | 2.67    |  |  |
| Promedio                                 | 2.660   |         |  |  |

**Observaciones** :

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 Mario Ortiz Puelles  
 TÉCNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 José Misael Mantilla  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. CIP. 75664

**Tabla 28. Ensayo peso específico relativo de sólidos C-2**



GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
 WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
 Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
 C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

**Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo**  
**NTP 339.131:1999 (Rev. 2019)**

PROYECTO : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"

SOLICITANTE : TESISISTAS UNPRG

UBICACIÓN : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

CALICATA N° : 2 - MARGEN DERECHO

MUESTRA N° : 1

PROFUNDIDAD : 3.00 m.

FECHA : 06/12/2025

| Muestra                                  | 1       |         |  |  |
|------------------------------------------|---------|---------|--|--|
| Temperatura ambiente (°C)                | 21.7    | 21.7    |  |  |
| Nº Picnómetro                            | 2       | 3       |  |  |
| Masa de la muestra seca (g)              | 78.23   | 76.80   |  |  |
| Masa del Picnómetro + Agua (g)           | 694.115 | 693.52  |  |  |
| Masa del Picnómetro + Agua + Muestra (g) | 743.10  | 741.50  |  |  |
| Temperatura del agua (°C)                | 19.9    | 19.4    |  |  |
| Factor por corrección a 20°C (K)         | 1.00002 | 1.00012 |  |  |
| Gravedad Específica (G20°C)              | 2.68    | 2.67    |  |  |
| Promedio                                 | 2.670   |         |  |  |

Observaciones :

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 Mario Cruz Puelles  
 TÉCNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 José Misael Estévez Mantilla  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. CIP 75664

### Ensayo de sales solubles

#### C-1

- Ensayo: Método de ensayo normalizado para el cálculo de sales solubles contenidos en aguas subterráneas y suelos.
- Norma: NTP 339.152 / USBR E – 8
- Perforación: C-1
- Muestra: M-1
- Muestra usada: 150 gr
- Agua destilada usada: 150 ml

**Tabla 29. Ensayo de sales solubles de C-1**

|                  |                                                       |                                                 |       |
|------------------|-------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|-------|
| 01               | Relación de la mezcla suelo - agua destilada          |                                                 | 1.00  |
| 02               | Número de depósito                                    |                                                 | 225   |
| 03               | Peso de depósito                                      | g.                                              | 14.66 |
| 04               | Peso de depósito + agua + sales                       | g.                                              | 36.10 |
| 05               | Peso de depósito + residuo de sales                   | g.                                              | 14.68 |
| 06               | Peso de residuo de sales                              | (5)-(3) g.                                      | 0.02  |
| 07               | Volumen de la solución tomada                         | (4)-(5) g.                                      | 21.42 |
| 08               | Constituyentes de sales solubles totales en peso seco | (6/7) * 100 (%)                                 | 0.09  |
| 09               | Constituyentes de sales solubles totales              | $[ (6) \times (1000000) ] / (7) \times (1)$ ppm | 934   |
| PROMEDIO (%) =   |                                                       |                                                 | 0.09  |
| PROMEDIO (ppm) = |                                                       |                                                 | 934   |

Fuente. Elaboración propia

#### C2

- Perforación: C-2
- Muestra: M-1
- Muestra usada: 150 gr
- Agua destilada usada: 150 ml

**Tabla 30. Ensayo de sales solubles de C-2 (M-1)**

|                  |                                                       |                                                    |       |
|------------------|-------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|-------|
| 01               | Relación de la mezcla suelo - agua destilada          |                                                    | 1.00  |
| 02               | Número de depósito                                    |                                                    | 294   |
| 03               | Peso de depósito                                      | g.                                                 | 14.93 |
| 04               | Peso de depósito + agua + sales                       | g.                                                 | 37.32 |
| 05               | Peso de depósito + residuo de sales                   | g.                                                 | 14.96 |
| 06               | Peso de residuo de sales                              | (5)-(3) g.                                         | 0.03  |
| 07               | Volumen de la solución tomada                         | (4)-(5) g.                                         | 22.36 |
| 08               | Constituyentes de sales solubles totales en peso seco | (6/7) * 100 (%)                                    | 0.13  |
| 09               | Constituyentes de sales solubles totales              | $[[ (6) \times (1000000) ] / (7) ] \times (1)$ ppm | 1342  |
| PROMEDIO (%) =   |                                                       |                                                    | 0.13  |
| PROMEDIO (ppm) = |                                                       |                                                    | 1342  |

Fuente. Elaboración propia

- Perforación: C-2
- Muestra: M-2
- Muestra usada: 150 gr
- Agua destilada usada: 150 ml

**Tabla 31. Ensayo de sales solubles de C-2 (M-2)**

|                  |                                                       |                                                    |       |
|------------------|-------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|-------|
| 01               | Relación de la mezcla suelo - agua destilada          |                                                    | 1.00  |
| 02               | Número de depósito                                    |                                                    | 314   |
| 03               | Peso de depósito                                      | g.                                                 | 14.62 |
| 04               | Peso de depósito + agua + sales                       | g.                                                 | 37.16 |
| 05               | Peso de depósito + residuo de sales                   | g.                                                 | 14.64 |
| 06               | Peso de residuo de sales                              | (5)-(3) g.                                         | 0.02  |
| 07               | Volumen de la solución tomada                         | (4)-(5) g.                                         | 22.52 |
| 08               | Constituyentes de sales solubles totales en peso seco | (6/7) * 100 (%)                                    | 0.09  |
| 09               | Constituyentes de sales solubles totales              | $[[ (6) \times (1000000) ] / (7) ] \times (1)$ ppm | 888   |
| PROMEDIO (%) =   |                                                       |                                                    | 0.09  |
| PROMEDIO (ppm) = |                                                       |                                                    | 888   |

Fuente. Elaboración propia

### Ensayo de corte directo

Este procedimiento se realiza con el fin de definir las propiedades resistentes del suelo bajo acción de las cargas combinadas, donde la fuerza de corte se genera a lo largo de una superficie horizontal determinada.

#### C-1

- Título: Ensayo por corte directo
- Código: NORMA ASTM D-3080
- Margen izquierdo
- Estado: remoldeado
- Profundidad: 0.00-3.00 m

#### C-2

- Margen derecha
- Estado: remoldeado
- Profundidad: 0.00-3.00 m

**Figura 25. Determinación de la resistencia al corte mediante ensayo de corte directo**



**Tabla 32. Resultados de ensayo de corte directo en muestras de calicata N°01**



**GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO**  
 WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
 Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
 C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

**ASTM - D3080**

**PROYECTO** : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

**SOLICITANTE** : TESISISTAS UNPRG

**UBICACIÓN** : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

**CALICATA N°** : 1 - MARGEN IZQUIERDO

**PROFUNDIDAD** : 3.00 m.

**VELOCIDAD** : 0.25 mm/min

**FECHA** : 06/12/2025

**SUCS** : GP

**ESTADO** : REMOLDEADA

| ESTADO: REMOLDEADA                    |                                     |                    |                 |                                     |                    |                 |                                     |                    |
|---------------------------------------|-------------------------------------|--------------------|-----------------|-------------------------------------|--------------------|-----------------|-------------------------------------|--------------------|
| Esfuerzo Normal (Kg/cm <sup>2</sup> ) |                                     |                    | 1 Kg/cm2        |                                     | 2 Kg/cm2           |                 | 4 Kg/cm2                            |                    |
| Etapa                                 |                                     |                    | Inicial         | Final                               | Inicial            | Final           | Inicial                             | Final              |
| Altura                                | (cm)                                |                    | 2.1             | 2.05                                | 2.00               | 1.96            | 1.99                                | 1.81               |
| Diámetro                              | (cm)                                |                    | 6.00            | 6.00                                | 6.00               | 6.00            | 6.00                                | 6.00               |
| Humedad                               | (%)                                 |                    | 7.5             | 7.73                                | 29.01              | 7.45            | 29.01                               | 8.13               |
| Densidad Seca                         | (gr/cm3)                            |                    | 1.83            | 1.87                                | 1.37               | 1.76            | 1.36                                | 1.86               |
| 1Kg/cm2                               |                                     |                    | 2Kg/cm2         |                                     |                    | 4Kg/cm2         |                                     |                    |
| Deformación (%)                       | Esf. de Corte (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Normaliz. | Deformación (%) | Esf. de Corte (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Normaliz. | Deformación (%) | Esf. de Corte (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Normaliz. |
| 0.00                                  | 0.00                                | 0.00               | 0.00            | 0.00                                | 0.00               | 0.00            | 0.00                                | 0.00               |
| 0.05                                  | 0.36                                | 0.36               | 0.05            | 1.08                                | 0.54               | 0.05            | 2.49                                | 0.62               |
| 0.10                                  | 0.39                                | 0.39               | 0.10            | 1.14                                | 0.57               | 0.10            | 2.61                                | 0.65               |
| 0.20                                  | 0.45                                | 0.45               | 0.20            | 1.21                                | 0.61               | 0.20            | 2.82                                | 0.71               |
| 0.35                                  | 0.50                                | 0.50               | 0.35            | 1.30                                | 0.65               | 0.35            | 2.88                                | 0.72               |
| 0.50                                  | 0.55                                | 0.55               | 0.50            | 1.37                                | 0.69               | 0.50            | 2.93                                | 0.73               |
| 0.75                                  | 0.59                                | 0.59               | 0.75            | 1.44                                | 0.72               | 0.75            | 3.00                                | 0.75               |
| 1.00                                  | 0.62                                | 0.62               | 1.00            | 1.48                                | 0.74               | 1.00            | 3.06                                | 0.77               |
| 1.25                                  | 0.65                                | 0.65               | 1.25            | 1.51                                | 0.76               | 1.25            | 3.10                                | 0.78               |
| 1.50                                  | 0.66                                | 0.66               | 1.50            | 1.53                                | 0.77               | 1.50            | 3.12                                | 0.78               |
| 1.75                                  | 0.68                                | 0.68               | 1.75            | 1.54                                | 0.77               | 1.75            | 3.13                                | 0.78               |
| 2.00                                  | 0.69                                | 0.69               | 2.00            | 1.55                                | 0.78               | 2.00            | 3.14                                | 0.79               |
| 2.50                                  | 0.72                                | 0.72               | 2.50            | 1.57                                | 0.79               | 2.50            | 3.14                                | 0.79               |
| 3.00                                  | 0.73                                | 0.73               | 3.00            | 1.57                                | 0.79               | 3.00            | 3.14                                | 0.79               |
| 3.50                                  | 0.75                                | 0.75               | 3.50            | 1.56                                | 0.78               | 3.50            | 3.13                                | 0.78               |
| 4.00                                  | 0.76                                | 0.76               | 4.00            | 1.56                                | 0.78               | 4.00            | 3.13                                | 0.78               |
| 4.50                                  | 0.76                                | 0.76               | 4.50            | 1.55                                | 0.78               | 4.50            | 3.12                                | 0.78               |
| 5.00                                  | 0.77                                | 0.77               | 5.00            | 1.55                                | 0.78               | 5.00            | 3.12                                | 0.78               |
| 6.00                                  | 0.79                                | 0.79               | 6.00            | 1.53                                | 0.77               | 6.00            | 3.11                                | 0.78               |
| 7.00                                  | 0.79                                | 0.79               | 7.00            | 1.52                                | 0.76               | 7.00            | 3.10                                | 0.78               |
| 8.00                                  | 0.79                                | 0.79               | 8.00            | 1.51                                | 0.76               | 8.00            | 3.09                                | 0.77               |
| 9.00                                  | 0.79                                | 0.79               | 9.00            | 1.50                                | 0.75               | 9.00            | 3.09                                | 0.77               |
| 10.00                                 | 0.79                                | 0.79               | 10.00           | 1.50                                | 0.75               | 10.00           | 3.09                                | 0.77               |
| 11.00                                 | 0.79                                | 0.79               | 11.00           | 1.49                                | 0.75               | 11.00           | 3.09                                | 0.77               |
| 12.00                                 | 0.79                                | 0.79               | 12.00           | 1.49                                | 0.75               | 12.00           | 3.09                                | 0.77               |

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

*María Ortiz Puelles*  
 TÉCNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

*José Misael Manzanilla*  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. CIP. 76664

**Figura 26. Ángulo de fricción y cohesión en calicata N°01**

**GEMESU**  
GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
WWW.geotecniams.com — geotecniams\_73@hotmail.com  
Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 — 963948275  
C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo — Lambayeque

### ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM - D3080

**PROYECTO** : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE\*

**SOLICITANTE** : TESISISTAS UNPRG

**UBICACIÓN** : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

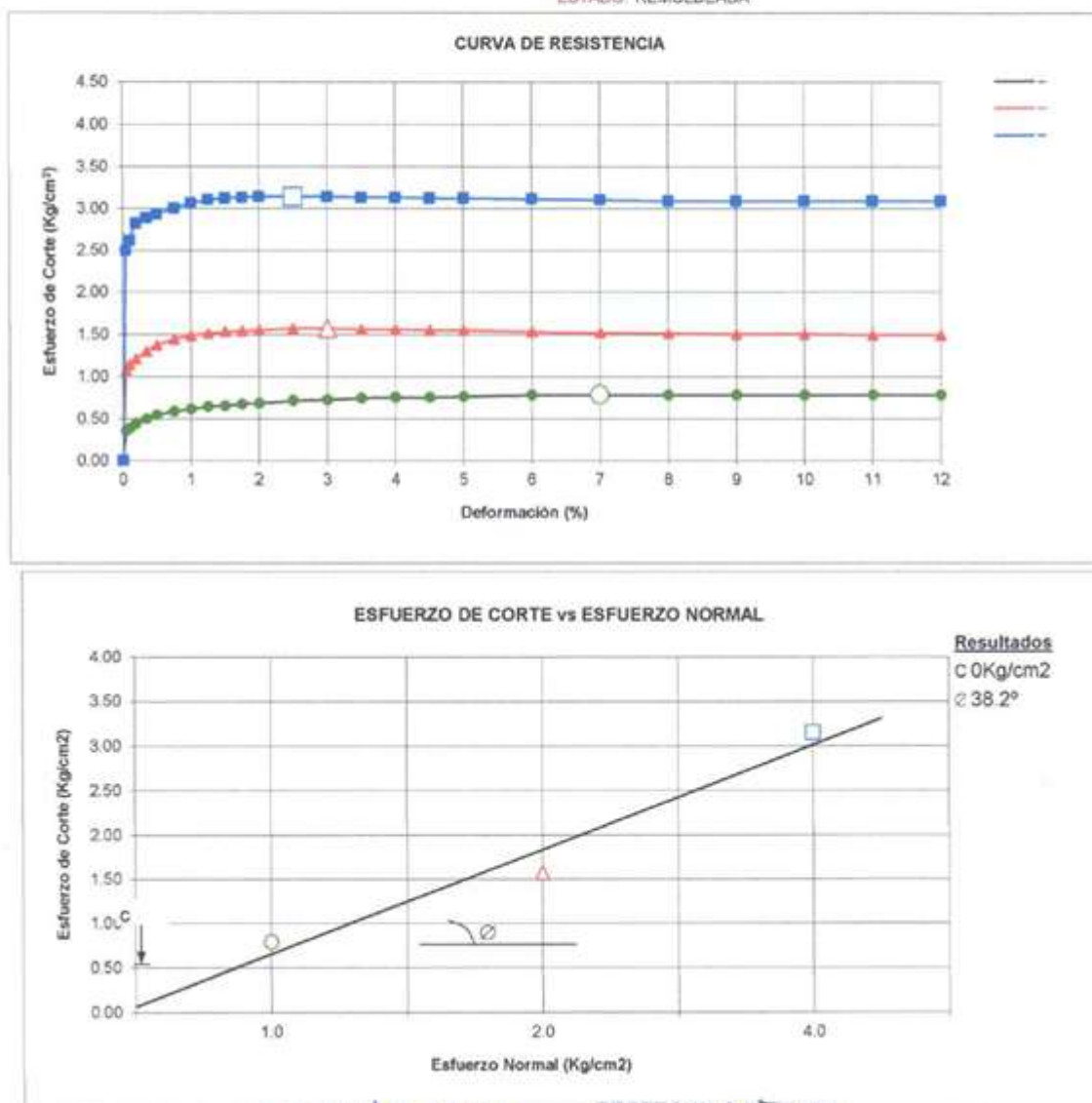
**CALICATA N°** : 1 - MARGEN IZQUIERDO

**PROFUNDIDAD** : 3.00 m.

**FECHA** : 06/12/2025

SUCS: GP

ESTADO: REMOLDEADA



GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

Mario Ortiz Puelles  
TÉCNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

José Misael Manríquez Mantilla  
INGENIERO CIVIL  
R.N.C. CIP. 75064

**Tabla 33. Ensayo de corte directo por calicata N°02**

| <b>GEMESU</b><br><b>GEOTECNIA &amp; M.S.E.I.R.L.</b>  |                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  | <b>GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO</b><br><small>WWW.geotecniams.com — geotecniams_73@hotmail.com</small><br><small>Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 — 963946275</small><br><small>C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo — Lambayeque</small> |                            |                            |                           |                            |                  |
|-------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|------------------|
| <b>ENSAYO DE CORTE DIRECTO</b><br><b>ASTM - D3080</b> |                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                            |                            |                           |                            |                  |
| <b>PROYECTO</b>                                       | ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC. UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE |                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                            |                            |                           |                            |                  |
| <b>SOLICITANTE</b>                                    | TESISTAS UNPRG                                                                                                                                                                                                                                                          |                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                            |                            |                           |                            |                  |
| <b>UBICACIÓN</b>                                      | DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE                                                                                                                                                                                                   |                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                            |                            |                           |                            |                  |
| <b>CALICATA N°</b>                                    | 2 - MARGEN DERECHO                                                                                                                                                                                                                                                      |                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                            |                            |                           |                            |                  |
| <b>PROFUNDIDAD</b>                                    | 3.00 m.                                                                                                                                                                                                                                                                 |                  | <b>VELOCIDAD:</b> 0.25 mm/min                                                                                                                                                                                                                                                  |                            |                            |                           |                            |                  |
| <b>FECHA</b>                                          | 06/12/2025                                                                                                                                                                                                                                                              |                  | <b>SUCS:</b> GP                                                                                                                                                                                                                                                                |                            |                            |                           |                            |                  |
| <b>ESTADO:</b> REMOLDEADA                             |                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  |                                                                                                                                                                                                                                                                                |                            |                            |                           |                            |                  |
| <b>Esfuerzo Normal</b>                                | <b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>                                                                                                                                                                                                                                              |                  | <b>1 Kg/cm<sup>2</sup></b>                                                                                                                                                                                                                                                     |                            | <b>2 Kg/cm<sup>2</sup></b> |                           | <b>4 Kg/cm<sup>2</sup></b> |                  |
| <b>Etapa</b>                                          |                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  | <b>Inicial</b>                                                                                                                                                                                                                                                                 | <b>Final</b>               | <b>Inicial</b>             | <b>Final</b>              | <b>Inicial</b>             | <b>Final</b>     |
| <b>Altura</b>                                         | <b>(cm)</b>                                                                                                                                                                                                                                                             |                  | 2.1                                                                                                                                                                                                                                                                            | 2.05                       | 2.00                       | 1.96                      | 1.99                       | 1.81             |
| <b>Diámetro</b>                                       | <b>(cm)</b>                                                                                                                                                                                                                                                             |                  | 6.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 6.00                       | 6.00                       | 6.00                      | 6.00                       | 6.00             |
| <b>Humedad</b>                                        | <b>(%)</b>                                                                                                                                                                                                                                                              |                  | 7.1                                                                                                                                                                                                                                                                            | 7.33                       | 29.01                      | 7.05                      | 29.01                      | 7.73             |
| <b>Densidad Seca</b>                                  | <b>(gr/cm<sup>3</sup>)</b>                                                                                                                                                                                                                                              |                  | 1.85                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.88                       | 1.37                       | 1.77                      | 1.36                       | 1.86             |
| <b>1Kg/cm<sup>2</sup></b>                             |                                                                                                                                                                                                                                                                         |                  | <b>2Kg/cm<sup>2</sup></b>                                                                                                                                                                                                                                                      |                            |                            | <b>4Kg/cm<sup>2</sup></b> |                            |                  |
| <b>Deformación</b>                                    | <b>Esf. de Corte</b>                                                                                                                                                                                                                                                    | <b>Esfuerzo</b>  | <b>Deformación</b>                                                                                                                                                                                                                                                             | <b>Esf. de Corte</b>       | <b>Esfuerzo</b>            | <b>Deformación</b>        | <b>Esf. de Corte</b>       | <b>Esfuerzo</b>  |
| <b>(%)</b>                                            | <b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>                                                                                                                                                                                                                                              | <b>Normaliz.</b> | <b>(%)</b>                                                                                                                                                                                                                                                                     | <b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Normaliz.</b>           | <b>(%)</b>                | <b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Normaliz.</b> |
| 0.00                                                  | 0.00                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.00             | 0.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 0.00                       | 0.00                       | 0.00                      | 0.00                       | 0.00             |
| 0.05                                                  | 0.39                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.39             | 0.05                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.16                       | 0.58                       | 0.05                      | 2.65                       | 0.66             |
| 0.10                                                  | 0.42                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.42             | 0.10                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.22                       | 0.61                       | 0.10                      | 2.77                       | 0.69             |
| 0.20                                                  | 0.48                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.48             | 0.20                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.29                       | 0.64                       | 0.20                      | 2.98                       | 0.74             |
| 0.35                                                  | 0.53                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.53             | 0.35                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.38                       | 0.69                       | 0.35                      | 3.04                       | 0.76             |
| 0.50                                                  | 0.58                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.58             | 0.50                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.45                       | 0.72                       | 0.50                      | 3.09                       | 0.77             |
| 0.75                                                  | 0.62                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.62             | 0.75                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.52                       | 0.76                       | 0.75                      | 3.16                       | 0.79             |
| 1.00                                                  | 0.65                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.65             | 1.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.56                       | 0.78                       | 1.00                      | 3.22                       | 0.80             |
| 1.25                                                  | 0.68                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.68             | 1.25                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.59                       | 0.79                       | 1.25                      | 3.26                       | 0.81             |
| 1.50                                                  | 0.69                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.69             | 1.50                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.61                       | 0.80                       | 1.50                      | 3.28                       | 0.82             |
| 1.75                                                  | 0.71                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.71             | 1.75                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.62                       | 0.81                       | 1.75                      | 3.29                       | 0.82             |
| 2.00                                                  | 0.72                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.72             | 2.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.63                       | 0.81                       | 2.00                      | 3.30                       | 0.82             |
| 2.50                                                  | 0.75                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.75             | 2.50                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.65                       | 0.82                       | 2.50                      | 3.30                       | 0.82             |
| 3.00                                                  | 0.76                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.76             | 3.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.65                       | 0.82                       | 3.00                      | 3.30                       | 0.82             |
| 3.50                                                  | 0.78                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.78             | 3.50                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.64                       | 0.82                       | 3.50                      | 3.29                       | 0.82             |
| 4.00                                                  | 0.79                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.79             | 4.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.64                       | 0.82                       | 4.00                      | 3.29                       | 0.82             |
| 4.50                                                  | 0.79                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.79             | 4.50                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.63                       | 0.81                       | 4.50                      | 3.28                       | 0.82             |
| 5.00                                                  | 0.80                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.80             | 5.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.63                       | 0.81                       | 5.00                      | 3.28                       | 0.82             |
| 6.00                                                  | 0.82                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.82             | 6.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.61                       | 0.80                       | 6.00                      | 3.27                       | 0.82             |
| 7.00                                                  | 0.82                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.82             | 7.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.60                       | 0.80                       | 7.00                      | 3.26                       | 0.81             |
| 8.00                                                  | 0.82                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.82             | 8.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.59                       | 0.79                       | 8.00                      | 3.25                       | 0.81             |
| 9.00                                                  | 0.82                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.82             | 9.00                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.58                       | 0.79                       | 9.00                      | 3.25                       | 0.81             |
| 10.00                                                 | 0.82                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.82             | 10.00                                                                                                                                                                                                                                                                          | 1.58                       | 0.79                       | 10.00                     | 3.25                       | 0.81             |
| 11.00                                                 | 0.82                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.82             | 11.00                                                                                                                                                                                                                                                                          | 1.57                       | 0.78                       | 11.00                     | 3.25                       | 0.81             |
| 12.00                                                 | 0.82                                                                                                                                                                                                                                                                    | 0.82             | 12.00                                                                                                                                                                                                                                                                          | 1.57                       | 0.78                       | 12.00                     | 3.25                       | 0.81             |



**GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.**  
**Mario Ortiz Puelles**  
TECNICO LABORATORIO



**GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.**  
**José María Man Mantilla**  
INGENIERO CIVIL  
REC. CIP. 75964

**Figura 27. Ángulo de fricción y cohesión en calicata N°02**

**GEMESU**  
GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

### ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM - D3080

**PROYECTO** : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE\*

**SOLICITANTE** : TESISISTAS UNPRG

**UBICACIÓN** : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

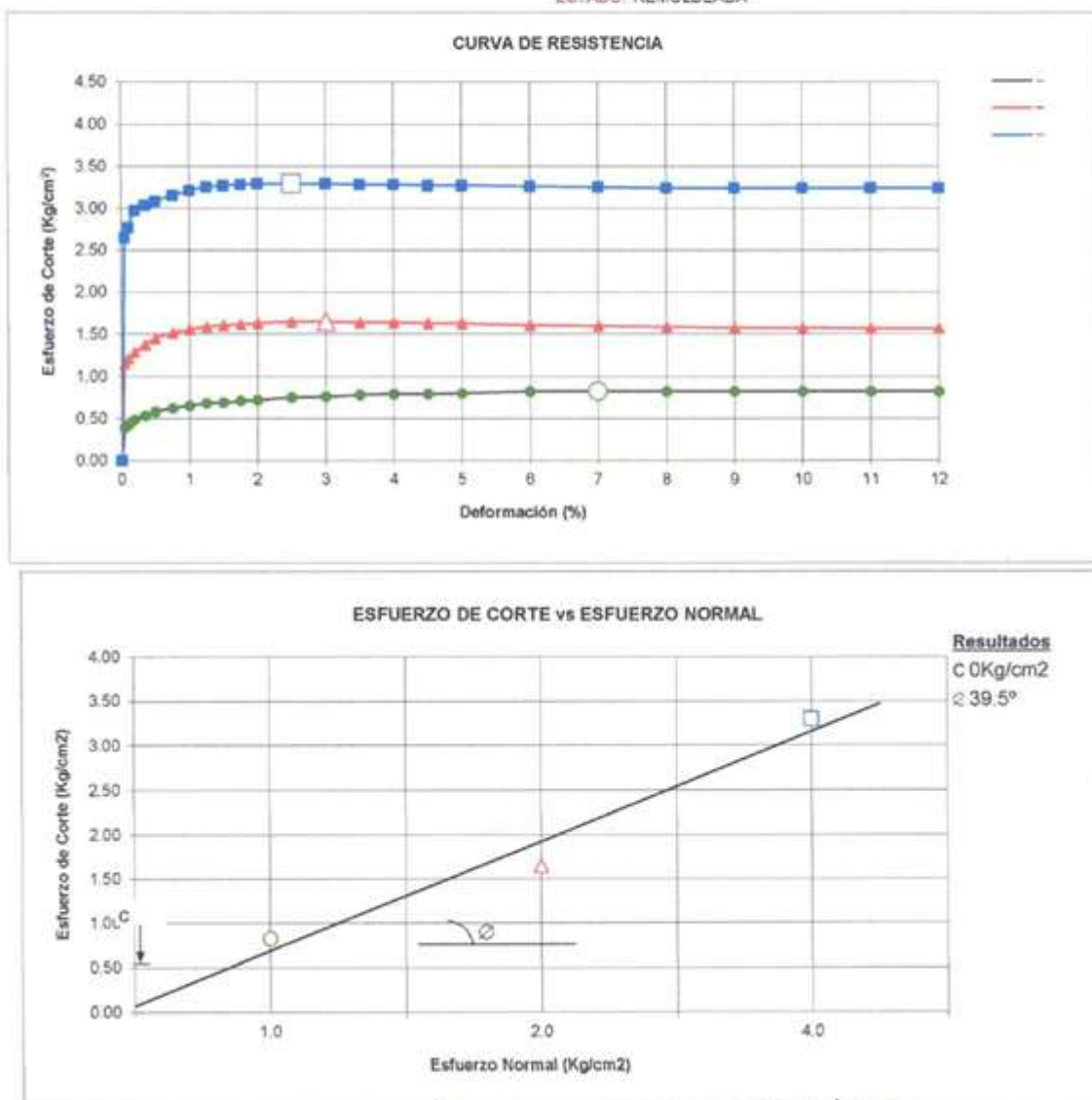
**CALICATA N°** : 2 - MARGEN DERECHO

**PROFUNDIDAD** : 3.00 m.

**FECHA** : 06/12/2025

SUCS: GP

ESTADO: REMOLDEADA



GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

Mario Ortiz Puelles  
TECNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.

José Miguel Marín Mantilla  
INGENIERO CIVIL  
REG. U.P. 75664

## Ensayo del cono de arena para la densidad y el peso unitario del suelo “in situ”

Este método permite determinar el peso unitario seco (densidad in situ) del suelo.

**Tabla 34. Peso unitario del suelo en calicata N°01**



GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
 WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
 Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
 C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

| MÉTODO DEL CONO DE ARENA PARA LA DENSIDAD Y PESO UNITARIO DEL SUELO "IN SITU" |                                                                                                                                                                                                                                                                             |        |       |  |  |  |  |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|-------|--|--|--|--|
| NTP 339.143 - ASTM D 1156                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                             |        |       |  |  |  |  |
| PROYECTO                                                                      | : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTÓ HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE" |        |       |  |  |  |  |
| SOLICITANTE                                                                   | : TESISISTAS UNPRG                                                                                                                                                                                                                                                          |        |       |  |  |  |  |
| UBICACIÓN                                                                     | : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE                                                                                                                                                                                                     |        |       |  |  |  |  |
| CALICATA N°                                                                   | : 1 - MARGEN IZQUIERDO                                                                                                                                                                                                                                                      |        |       |  |  |  |  |
| MUESTRA N°                                                                    | : 1                                                                                                                                                                                                                                                                         |        |       |  |  |  |  |
| PROFUNDIDAD                                                                   | : 3,00 m.                                                                                                                                                                                                                                                                   |        |       |  |  |  |  |
| FECHA                                                                         | : 03/12/2025                                                                                                                                                                                                                                                                |        |       |  |  |  |  |
| DATOS DEL ENSAYO                                                              |                                                                                                                                                                                                                                                                             |        |       |  |  |  |  |
| 01                                                                            | Peso Material + Lata ( o Bolsa)                                                                                                                                                                                                                                             | gr.    | 5828  |  |  |  |  |
| 02                                                                            | Peso de Lata ( o Bolsa)                                                                                                                                                                                                                                                     | gr.    | 20    |  |  |  |  |
| 03                                                                            | Peso del material + grava                                                                                                                                                                                                                                                   | gr.    | 5808  |  |  |  |  |
| 04                                                                            | Peso arena + frasco                                                                                                                                                                                                                                                         | gr.    | 8100  |  |  |  |  |
| 05                                                                            | Peso arena que queda + frasco                                                                                                                                                                                                                                               | gr.    | 2198  |  |  |  |  |
| 06                                                                            | Peso neto de arena en el embudo                                                                                                                                                                                                                                             | gr.    | 1812  |  |  |  |  |
| 07                                                                            | Peso de arena en el hueco                                                                                                                                                                                                                                                   | gr.    | 4090  |  |  |  |  |
| 08                                                                            | Densidad de la arena                                                                                                                                                                                                                                                        | gr/cm3 | 1,39  |  |  |  |  |
| 09                                                                            | Volumen del hueco                                                                                                                                                                                                                                                           | cc     | 2942  |  |  |  |  |
| 10                                                                            | Peso neto del suelo                                                                                                                                                                                                                                                         | gr     | 5808  |  |  |  |  |
| 11                                                                            | Volumen del suelo                                                                                                                                                                                                                                                           | cc     | 2942  |  |  |  |  |
| 12                                                                            | Densidad Natural                                                                                                                                                                                                                                                            | gr/cm3 | 1,970 |  |  |  |  |

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 Mario Ortiz Puellas  
 TÉCNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 José Millañar Mantilla  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. CIP: 75664

**Tabla 35. Peso unitario del suelo en calicata N°02**



GEOTECNIA, MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO  
 WWW.geotecniams.com – geotecniams\_73@hotmail.com  
 Telf. 074 - 607049 / Cel. 979644184 – 963948275  
 C. Amazonas N° 266, Distrito de Chiclayo, Chiclayo – Lambayeque

| MÉTODO DEL CONO DE ARENA PARA LA DENSIDAD Y PESO UNITARIO DEL SUELO "IN SITU" |                                                                                                                                                                                                                                                                             |        |       |  |  |  |  |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|-------|--|--|--|--|
| NTP 339.143 - ASTM D 1156                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                             |        |       |  |  |  |  |
| PROYECTO                                                                      | : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SORRONTO HACIENDO USO DE LAS NORMATIVAS AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS Y EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES ELABORADO POR EL MTC, UBICADO EN EL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE" |        |       |  |  |  |  |
| SOLICITANTE                                                                   | : TESISISTAS UNPRG                                                                                                                                                                                                                                                          |        |       |  |  |  |  |
| UBICACIÓN                                                                     | : DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE                                                                                                                                                                                                     |        |       |  |  |  |  |
| CALICATA N°                                                                   | : 2 - MARGEN DERECHO                                                                                                                                                                                                                                                        |        |       |  |  |  |  |
| MUESTRA N°                                                                    | : 1                                                                                                                                                                                                                                                                         |        |       |  |  |  |  |
| PROFUNDIDAD                                                                   | : 3.00 m.                                                                                                                                                                                                                                                                   |        |       |  |  |  |  |
| FECHA                                                                         | : 03/12/2025                                                                                                                                                                                                                                                                |        |       |  |  |  |  |
| DATOS DEL ENSAYO                                                              |                                                                                                                                                                                                                                                                             |        |       |  |  |  |  |
| 01                                                                            | Peso Material + Lata ( o Bolsa)                                                                                                                                                                                                                                             | gr.    | 5932  |  |  |  |  |
| 02                                                                            | Peso de Lata ( o Bolsa)                                                                                                                                                                                                                                                     | gr.    | 20    |  |  |  |  |
| 03                                                                            | Peso del material + grava                                                                                                                                                                                                                                                   | gr.    | 5912  |  |  |  |  |
| 04                                                                            | Peso arena + frasco                                                                                                                                                                                                                                                         | gr.    | 8120  |  |  |  |  |
| 05                                                                            | Peso arena que queda + frasco                                                                                                                                                                                                                                               | gr.    | 2148  |  |  |  |  |
| 06                                                                            | Peso neto de arena en el embudo                                                                                                                                                                                                                                             | gr.    | 1812  |  |  |  |  |
| 07                                                                            | Peso de arena en el hueco                                                                                                                                                                                                                                                   | gr.    | 4160  |  |  |  |  |
| 08                                                                            | Densidad de la arena                                                                                                                                                                                                                                                        | gr/cm3 | 1.39  |  |  |  |  |
| 09                                                                            | Volumen del hueco                                                                                                                                                                                                                                                           | cc     | 2993  |  |  |  |  |
| 10                                                                            | Peso neto del suelo                                                                                                                                                                                                                                                         | gr     | 5912  |  |  |  |  |
| 11                                                                            | Volumen del suelo                                                                                                                                                                                                                                                           | cc     | 2993  |  |  |  |  |
| 12                                                                            | Densidad Natural                                                                                                                                                                                                                                                            | gr/cm3 | 1.980 |  |  |  |  |

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 Mario Ortiz Puelles  
 TÉCNICO LABORATORIO

GEOTECNIA & M.S.E.I.R.L.  
 José Mishael Manzanilla  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. CIP. 79984

### **4.1.3. Estudio hidrológico**

#### **4.1.3.1.Generalidades**

El área de influencia donde se proyecta el Puente Sorronto sobre la cuenca del río Zaña se ubica en la costa norte del Perú, específicamente en la vertiente del pacífico. Políticamente abarca la provincia de Chiclayo en la Región Lambayeque y la provincia de San Miguel, en la Región Cajamarca. Por el norte limita con la cuenca del Río Chancay – Lambayeque, por el sur con la cuenca del río Jequetepeque, por el este con la cuenca del río Chancay – Lambayeque y Jequetepeque y por el oeste con el Océano Pacífico.

Las máximas crecidas del río Zaña se dan entre los meses de enero y abril, especialmente durante los fenómenos extraordinarios del fenómeno del niño costero en el cual se ha registrados los máximos caudales mensuales, y durante el inusual ciclón del Yaku. Para la presente investigación se registró los caudales máximos durante los últimos 90 años, donde se tienen 69, 82 y 73m<sup>3</sup>/se en los años 1983, 1998 y 2023 de manera correlativa.

Al fin de garantizar la estabilidad hidráulica del puente proyectado durante el periodo de máximas avenidas se ha determinado el caudal de diseño en base a un registro de máximas descargas máximas diarias del río Zaña (m<sup>3</sup>/s).

#### **4.1.3.2.Análisis hidrológico**

Para el análisis hidrológico se ha tomado la base de registros de descargas máximas diarias (m<sup>3</sup>/s) proporcionadas por la estación hidrológica Batán, ya que, es la más cercana al área de influencia. Su ubicación está a una altitud de 246 msnm, con coordenadas latitud 6°48'12.93" S y longitud 79°17'21.56" W.

La estación cuenta con un periodo de información registrada de 97 años, comprendido entre 1926 y 2023. Para la presente tesis se tomó entre los periodos 1930 y 2023 ya que no se tuvo toda la información en los 4 primeros años.

**Figura 28. Estación hidrológica del río Zaña**

| REGISTRO DE DESCARGA MAXIMA DIAIRIO DEL RIO ZAÑA (m3/s) |                          |  |                 |           |              |      |  |  |               |            |  |  |
|---------------------------------------------------------|--------------------------|--|-----------------|-----------|--------------|------|--|--|---------------|------------|--|--|
|                                                         |                          |  | AÑO 1926 - 2023 |           |              |      |  |  |               |            |  |  |
|                                                         |                          |  |                 |           |              |      |  |  |               |            |  |  |
| Estación:                                               | Batan                    |  |                 | Latitud:  | 6°48'12.93"  | S    |  |  | Departamento: | Lambayeque |  |  |
| Tipo                                                    | Convencional-Hidrológica |  |                 | Longitud: | 79°17'21.56" | W    |  |  | Provincia:    | Chiclayo   |  |  |
| Código: 201001                                          |                          |  |                 | Altitud:  | 246          | msnm |  |  | Distrito:     | Oyotún     |  |  |

Fuente: Junta de usuarios de Oyotun

**Figura 29. Serie histórica de descargas medias mensuales del río Zaña (m3/s)**

| Descargas medias mensuales (m3/s)- Registro Historico |        |        |        |        |        |        |       |       |        |        |       |       |        |          |
|-------------------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|----------|
| Río Zaña-Estación Batán                               |        |        |        |        |        |        |       |       |        |        |       |       |        |          |
| Fuente : Junta de Usuarios de Oyotún                  |        |        |        |        |        |        |       |       |        |        |       |       |        |          |
| AÑO                                                   | ENE    | FEB    | MAR    | ABR    | MAY    | JUN    | JUL   | AGO   | SEP    | OCT    | NOV   | DIC   | MAXIMO | PROMEDIO |
| 1930                                                  | 3.972  | 17.528 | 15.698 | 24.790 | 16.697 | 7.945  | 4.507 | 3.345 | 2.782  | 3.744  | 3.946 | 3.443 | 24.790 | 9.033    |
| 1931                                                  | 5.898  | 3.874  | 12.183 | 26.384 | 7.528  | 5.459  | 2.961 | 1.838 | 1.707  | 2.725  | 2.265 | 4.140 | 26.384 | 6.414    |
| 1932                                                  | 7.350  | 12.654 | 12.119 | 21.071 | 15.750 | 6.991  | 4.880 | 3.942 | 3.726  | 3.754  | 4.075 | 5.465 | 21.071 | 8.481    |
| 1933                                                  | 7.332  | 12.196 | 16.693 | 24.577 | 11.679 | 7.107  | 4.749 | 3.336 | 3.851  | 4.606  | 3.046 | 2.838 | 24.577 | 8.501    |
| 1934                                                  | 5.876  | 7.267  | 16.946 | 13.842 | 16.743 | 7.012  | 4.538 | 3.057 | 2.445  | 3.428  | 2.673 | 2.806 | 16.946 | 7.219    |
| 1935                                                  | 2.778  | 2.670  | 11.055 | 11.865 | 7.497  | 4.373  | 3.196 | 2.327 | 1.821  | 3.507  | 7.120 | 7.891 | 11.865 | 5.508    |
| 1936                                                  | 11.768 | 8.097  | 8.135  | 14.335 | 14.365 | 7.028  | 4.104 | 2.865 | 2.929  | 4.910  | 4.959 | 2.592 | 14.365 | 7.174    |
| 1937                                                  | 3.504  | 3.656  | 7.472  | 9.553  | 5.135  | 4.117  | 2.770 | 1.685 | 2.861  | 5.578  | 3.783 | 4.915 | 9.553  | 4.586    |
| 1938                                                  | 3.596  | 10.894 | 22.351 | 24.104 | 13.013 | 8.118  | 4.886 | 3.434 | 3.729  | 2.778  | 2.206 | 2.194 | 24.104 | 8.442    |
| 1939                                                  | 5.842  | 5.752  | 8.382  | 19.634 | 16.184 | 10.745 | 8.101 | 4.733 | 6.136  | 5.326  | 2.989 | 5.958 | 19.634 | 8.315    |
| 1940                                                  | 6.684  | 9.761  | 11.680 | 16.984 | 11.775 | 9.792  | 4.843 | 3.140 | 3.838  | 7.410  | 3.871 | 3.444 | 16.984 | 7.769    |
| 1941                                                  | 6.201  | 10.700 | 13.968 | 17.013 | 18.065 | 6.596  | 3.841 | 2.846 | 2.677  | 2.153  | 2.224 | 4.028 | 18.065 | 7.526    |
| 1942                                                  | 4.696  | 8.790  | 5.939  | 6.145  | 10.768 | 4.541  | 2.753 | 2.227 | 1.852  | 2.264  | 2.253 | 2.241 | 10.768 | 4.539    |
| 1943                                                  | 2.572  | 21.429 | 17.750 | 13.858 | 10.165 | 6.905  | 4.067 | 3.065 | 2.149  | 3.927  | 2.550 | 3.014 | 21.429 | 7.621    |
| 1944                                                  | 4.089  | 14.857 | 13.737 | 9.622  | 8.740  | 6.163  | 3.829 | 2.701 | 2.399  | 2.803  | 1.581 | 2.981 | 14.857 | 6.125    |
| 1945                                                  | 6.011  | 10.673 | 10.461 | 12.189 | 6.792  | 2.998  | 2.350 | 2.090 | 1.841  | 1.544  | 2.192 | 2.697 | 12.189 | 5.153    |
| 1946                                                  | 5.419  | 13.399 | 9.331  | 11.769 | 12.127 | 4.696  | 2.707 | 2.160 | 1.786  | 3.358  | 4.577 | 3.117 | 13.399 | 6.204    |
| 1947                                                  | 3.466  | 5.544  | 4.750  | 12.045 | 11.691 | 7.960  | 5.042 | 4.687 | 7.170  | 5.821  | 7.342 | 5.834 | 12.045 | 6.779    |
| 1948                                                  | 9.787  | 6.679  | 7.784  | 8.625  | 8.857  | 5.211  | 5.017 | 1.951 | 1.926  | 4.997  | 6.574 | 3.917 | 9.787  | 5.944    |
| 1949                                                  | 2.487  | 6.113  | 18.505 | 17.438 | 10.546 | 5.687  | 4.792 | 3.003 | 2.462  | 2.605  | 4.452 | 2.181 | 18.505 | 6.689    |
| 1950                                                  | 2.066  | 6.765  | 7.017  | 7.676  | 5.077  | 3.468  | 2.706 | 1.799 | 1.656  | 2.859  | 3.203 | 3.831 | 7.676  | 4.010    |
| 1951                                                  | 4.418  | 3.863  | 6.119  | 7.961  | 7.589  | 3.848  | 2.441 | 1.402 | 1.340  | 2.344  | 4.042 | 4.712 | 7.961  | 4.173    |
| 1952                                                  | 10.828 | 7.045  | 10.623 | 16.815 | 8.741  | 4.692  | 3.123 | 1.920 | 1.450  | 1.953  | 1.605 | 2.842 | 16.815 | 5.970    |
| 1953                                                  | 11.320 | 28.305 | 33.285 | 38.949 | 14.386 | 6.744  | 3.554 | 2.180 | 2.691  | 3.073  | 3.604 | 4.056 | 38.949 | 12.679   |
| 1954                                                  | 4.205  | 5.445  | 11.969 | 7.112  | 6.721  | 4.149  | 2.676 | 1.811 | 1.473  | 3.261  | 6.422 | 2.845 | 11.969 | 4.841    |
| 1955                                                  | 8.497  | 9.601  | 12.662 | 10.428 | 8.762  | 6.517  | 4.108 | 2.249 | 4.163  | 3.290  | 3.655 | 2.521 | 12.662 | 6.371    |
| 1956                                                  | 4.771  | 14.565 | 15.497 | 16.470 | 9.093  | 6.257  | 3.513 | 2.250 | 2.629  | 6.473  | 2.619 | 1.787 | 16.470 | 7.160    |
| 1957                                                  | 2.893  | 6.883  | 15.361 | 20.832 | 10.122 | 6.828  | 3.636 | 2.336 | 2.619  | 2.339  | 4.442 | 4.963 | 20.832 | 6.938    |
| 1958                                                  | 8.420  | 6.909  | 18.217 | 9.843  | 8.687  | 5.912  | 2.753 | 2.264 | 1.897  | 2.643  | 1.822 | 1.604 | 18.217 | 5.914    |
| 1959                                                  | 1.781  | 4.225  | 11.363 | 15.221 | 10.136 | 4.820  | 2.529 | 1.743 | 1.802  | 2.620  | 3.320 | 4.081 | 15.221 | 5.303    |
| 1960                                                  | 3.967  | 6.783  | 7.240  | 7.187  | 10.728 | 5.250  | 2.965 | 2.213 | 3.060  | 2.042  | 2.280 | 2.286 | 10.728 | 4.667    |
| 1961                                                  | 4.924  | 4.336  | 6.323  | 8.047  | 8.396  | 5.318  | 2.949 | 1.575 | 1.672  | 1.678  | 1.835 | 2.897 | 8.396  | 4.163    |
| 1962                                                  | 4.181  | 16.157 | 14.466 | 19.305 | 9.578  | 5.543  | 3.354 | 2.438 | 2.286  | 1.983  | 2.043 | 1.713 | 19.305 | 6.921    |
| 1963                                                  | 1.766  | 1.315  | 5.688  | 5.934  | 4.405  | 2.186  | 1.482 | 1.364 | 1.037  | 1.292  | 1.922 | 3.084 | 5.934  | 2.623    |
| 1964                                                  | 6.028  | 9.622  | 9.993  | 17.052 | 7.383  | 4.899  | 2.829 | 2.843 | 3.587  | 4.601  | 6.226 | 3.575 | 17.052 | 6.553    |
| 1965                                                  | 4.356  | 4.434  | 15.028 | 16.898 | 7.469  | 4.576  | 3.211 | 2.800 | 3.020  | 4.136  | 6.116 | 3.554 | 16.898 | 6.300    |
| 1966                                                  | 7.757  | 5.343  | 7.422  | 9.666  | 8.336  | 4.161  | 2.893 | 4.215 | 2.541  | 5.706  | 4.399 | 3.032 | 9.666  | 5.456    |
| 1967                                                  | 12.203 | 19.468 | 12.820 | 11.758 | 8.222  | 6.068  | 4.566 | 3.094 | 3.083  | 4.680  | 3.469 | 2.132 | 19.468 | 7.630    |
| 1968                                                  | 2.151  | 2.139  | 3.694  | 4.326  | 1.702  | 1.387  | 1.869 | 1.647 | 3.022  | 5.250  | 3.251 | 1.956 | 5.250  | 2.700    |
| 1969                                                  | 2.551  | 5.151  | 11.368 | 14.208 | 6.306  | 5.799  | 2.719 | 2.408 | 2.127  | 1.746  | 3.046 | 5.524 | 14.208 | 5.246    |
| 1970                                                  | 8.893  | 3.723  | 5.188  | 9.740  | 14.877 | 7.290  | 4.355 | 2.999 | 3.886  | 5.265  | 4.930 | 7.773 | 14.877 | 6.577    |
| 1971                                                  | 6.210  | 6.470  | 33.328 | 32.735 | 14.710 | 8.031  | 5.781 | 7.331 | 7.669  | 10.418 | 9.953 | 7.158 | 33.328 | 12.483   |
| 1972                                                  | 11.305 | 6.921  | 48.126 | 15.923 | 8.195  | 6.960  | 3.803 | 2.752 | 2.486  | 3.220  | 2.284 | 4.353 | 48.126 | 9.694    |
| 1973                                                  | 7.568  | 9.965  | 21.744 | 53.871 | 21.064 | 15.514 | 7.301 | 5.142 | 5.727  | 6.441  | 6.471 | 3.561 | 53.871 | 13.697   |
| 1974                                                  | 5.231  | 6.609  | 6.125  | 5.266  | 3.941  | 5.158  | 4.522 | 8.348 | 4.053  | 4.168  | 2.744 | 2.969 | 8.348  | 4.928    |
| 1975                                                  | 8.678  | 8.102  | 29.731 | 28.525 | 11.382 | 6.415  | 8.125 | 4.621 | 9.013  | 15.311 | 6.350 | 4.996 | 29.731 | 11.771   |
| 1976                                                  | 12.919 | 12.401 | 10.133 | 11.116 | 10.545 | 8.791  | 3.396 | 2.883 | 2.672  | 1.825  | 1.841 | 1.933 | 12.919 | 6.705    |
| 1977                                                  | 4.133  | 22.402 | 15.424 | 12.847 | 8.363  | 6.948  | 3.843 | 2.230 | 1.952  | 2.012  | 2.204 | 3.950 | 22.402 | 7.192    |
| 1978                                                  | 2.527  | 3.423  | 8.074  | 8.953  | 7.877  | 4.253  | 1.756 | 1.921 | 2.096  | 2.182  | 2.513 | 2.814 | 8.953  | 4.032    |
| 1979                                                  | 4.058  | 3.087  | 15.865 | 8.404  | 6.562  | 4.750  | 3.226 | 2.033 | 2.305  | 1.880  | 1.341 | 1.086 | 15.865 | 4.550    |
| 1980                                                  | 1.246  | 1.408  | 3.749  | 3.537  | 2.401  | 2.114  | 1.420 | 1.214 | 1.810  | 2.960  | 4.154 | 4.836 | 3.537  | 2.571    |
| 1981                                                  | 2.166  | 14.102 | 14.227 | 7.652  | 4.432  | 3.623  | 2.546 | 1.414 | 11.734 | 2.804  | 4.010 | 3.164 | 14.227 | 5.990    |
| 1982                                                  | 2.246  | 3.556  | 2.511  | 7.768  | 7.267  | 4.641  | 2.248 | 1.778 | 1.597  | 4.539  | 5.099 | 8.429 | 8.429  | 4.307    |
| 1983                                                  | 25.110 | 17.250 | 64.198 | 69.042 | 37.193 | 15.917 | 4.835 | 3.705 | 3.918  | 3.951  | 2.719 | 5.101 | 69.042 | 21.078   |
| 1984                                                  | 4.645  | 17.221 | 30.840 | 11.516 | 10.862 | 8.492  | 8.204 | 3.144 | 4.275  | 7.375  | 4.492 | 4.107 | 30.840 | 9.598    |
| 1985                                                  | 3.540  | 4.691  | 7.372  | 4.926  | 3.430  | 2.999  | 2.211 | 2.003 | 2.295  | 3.084  | 1.463 | 1.474 | 7.372  | 3.291    |
| 1986                                                  | 4.261  | 4.372  | 5.429  | 18.796 | 15.339 | 5.675  | 2.815 | 2.384 | 2.365  | 2.267  | 4.842 | 4.637 | 18.796 | 6.099    |
| 1987                                                  | 10.469 | 17.879 | 12.704 | 9.100  | 5.574  | 2.971  | 2.035 | 2.093 | 1.998  | 2.504  | 2.479 | 1.616 | 17.879 | 5.952    |
| 1988                                                  | 2.488  | 7.716  | 4.312  | 6.871  | 7.209  | 3.527  | 2.309 | 2.163 | 1.988  | 3.935  | 4.730 | 2.684 | 7.716  | 4.161    |
| 1989                                                  | 5.123  | 19.642 | 14.198 | 14.631 | 5.837  | 4.207  | 3.230 | 1.984 | 2.720  | 5.483  | 3.573 | 1.840 | 19.642 | 6.872    |
| 1990                                                  | 1.459  | 3.067  | 4.894  | 4.845  | 5.220  | 3.901  | 2.238 | 1.029 | 0.821  | 2.037  | 2.642 | 3.642 | 5.220  | 2.983    |
| 1991                                                  | 1.580  | 2.830  | 9.484  | 8.113  | 9.361  | 3.158  | 1.576 | 1.050 | 0.703  | 1.257  | 1.470 | 2.442 | 9.484  | 3.585    |
| 1992                                                  | 4.893  | 3.421  | 9.442  | 15.618 | 8.190  | 5.367  | 2.321 | 1.102 | 1.221  | 1.913  | 1.746 | 1.688 | 15.618 | 4.744    |
| 1993                                                  | 2.043  | 6.746  | 20.837 | 18.013 | 12.098 | 6.723  | 3.388 | 1.968 | 2.812  | 4.817  | 6.632 | 4.557 | 20.837 | 7.553    |
| 1994                                                  | 9.121  | 11.538 | 19.200 | 21.821 | 12.517 | 7.210  | 4.427 | 2.302 | 1.960  | 2.285  | 2.882 | 4.079 | 21.821 | 8.279    |
| 1995                                                  | 4.59   | 10.883 | 7.329  | 8.037  | 5.262  | 3.88   | 2.655 | 1.610 | 1.456  | 2.350  | 4.327 | 4.555 | 10.883 | 4.745    |
| 1996                                                  | 6.604  | 10.972 | 13.237 | 9.959  | 6.609  | 4.904  | 3.064 | 1.328 | 1.354  | 3.371  | 2.595 | 1.426 | 13.237 | 5.452    |
| 1997                                                  | 2.009  | 10.245 | 7.846  | 8.539  | 5.539  | 3.551  |       |       |        |        |       |       |        |          |

#### 4.1.3.3. Prueba de datos dudosos

Para la validación del registro histórico de caudales se ha realizado una prueba para evaluar si el conjunto de datos de la muestra sigue una distribución de probabilidad teórica.

Para una muestra de 94 datos, se obtuvo un coeficiente de sesgo ( $C_{sy}$ ) igual a 0.257 y un valor de  $K_n$  igual a 2.996 para la prueba de datos dudosos altos según la tabla 12.5.3.

**Tabla 36. Valores de  $K_n$  para la prueba de datos dudosos altos**

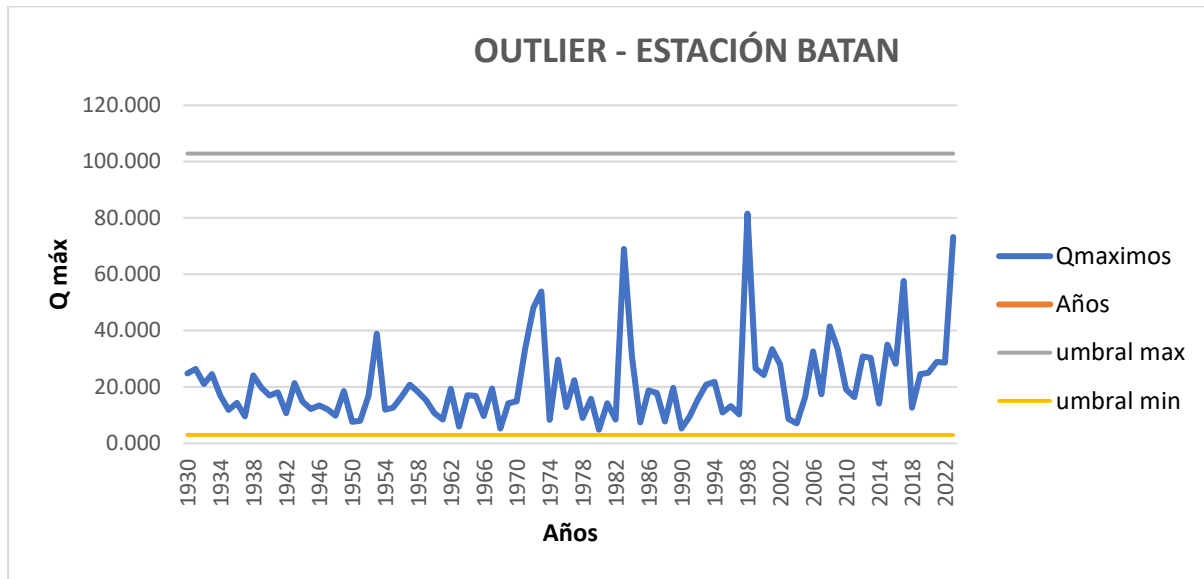
| <b>TABLA 12.5.3</b><br><b>Valores <math>K_n</math> para la prueba de datos dudosos</b> |       |                       |       |                       |       |                       |       |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-------|-----------------------|-------|-----------------------|-------|-----------------------|-------|
| Tamaño de muestra $n$                                                                  | $K_n$ | Tamaño de muestra $n$ | $K_n$ | Tamaño de muestra $n$ | $K_n$ | Tamaño de muestra $n$ | $K_n$ |
| 10                                                                                     | 2.036 | 24                    | 2.467 | 38                    | 2.661 | 60                    | 2.837 |
| 11                                                                                     | 2.088 | 25                    | 2.486 | 39                    | 2.671 | 65                    | 2.866 |
| 12                                                                                     | 2.134 | 26                    | 2.502 | 40                    | 2.682 | 70                    | 2.893 |
| 13                                                                                     | 2.175 | 27                    | 2.519 | 41                    | 2.692 | 75                    | 2.917 |
| 14                                                                                     | 2.213 | 28                    | 2.534 | 42                    | 2.700 | 80                    | 2.940 |
| 15                                                                                     | 2.247 | 29                    | 2.549 | 43                    | 2.710 | 85                    | 2.961 |
| 16                                                                                     | 2.279 | 30                    | 2.563 | 44                    | 2.719 | 90                    | 2.981 |
| 17                                                                                     | 2.309 | 31                    | 2.577 | 45                    | 2.727 | 95                    | 3.000 |
| 18                                                                                     | 2.335 | 32                    | 2.591 | 46                    | 2.736 | 100                   | 3.017 |
| 19                                                                                     | 2.361 | 33                    | 2.604 | 47                    | 2.744 | 110                   | 3.049 |
| 20                                                                                     | 2.385 | 34                    | 2.616 | 48                    | 2.753 | 120                   | 3.078 |
| 21                                                                                     | 2.408 | 35                    | 2.628 | 49                    | 2.760 | 130                   | 3.104 |
| 22                                                                                     | 2.429 | 36                    | 2.639 | 50                    | 2.768 | 140                   | 3.129 |
| 23                                                                                     | 2.448 | 37                    | 2.650 | 55                    | 2.804 |                       |       |

*Fuente:* U. S. Water Resources Council, 1981. Esta tabla contiene valores de  $K_n$  de un lado con un nivel de significancia del 10% para la distribución normal.

Fuente: U.S. Walter Resources Council, 1981.

Con dicho valor se obtuvo un caudal máximo aceptado de 102.857 m<sup>3</sup>/s y un caudal mínimo aceptado de 2.962 m<sup>3</sup>/s. Mediante la siguiente grafica se observa que los datos de la muestra quedan dentro del rango del umbral, ya que picos de caudales correspondientes a los años 1983, 1998 y 2023 quedan por debajo del caudal máximo aceptado y el caudal mínimo aceptado no es menor que 4.836 m<sup>3</sup>/s del registro.

**Figura 30. Ajuste de valores de la serie histórica de caudales de la estación BATAN**



Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.3.4. Elección del tiempo de retorno

La selección del tiempo de retorno, en años se caracteriza por ser muy importante ya que determina la probabilidad con la que puede ocurrir un evento de magnitud específica.

Según (MTC, Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2014), “para el cálculo del periodo de retorno de diseño de una estructura, se requiere analizar la relación entre la probabilidad de que ocurra un evento, la vida útil de la estructura y el nivel de riesgo de falla permitido”.

Se establece el riesgo como una condición asumida desde el inicio respecto a la posible falla de una estructura dentro de su vida útil, en la que se espera no suceda una magnitud que sobrepase el nivel superior utilizado cada año para el diseño.

La falla admisible en cuanto al riesgo depende del tiempo de retorno (T) y su vida útil de la obra (n) como se muestra a continuación:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^2$$

Mediante la Tabla N°01 expone los datos del tiempo de retorno (T) (años), se presenta en función de la vida útil(n) y el riesgo de falla admisible.

**TABLA N° 01: Valores de Período de Retorno T (Años)**

| <b>RIESGO ADMISIBLE</b> | <b>VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)</b> |          |          |          |           |           |           |           |            |            |
|-------------------------|----------------------------------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|
| <b>R</b>                | <b>1</b>                               | <b>2</b> | <b>3</b> | <b>5</b> | <b>10</b> | <b>20</b> | <b>25</b> | <b>50</b> | <b>100</b> | <b>200</b> |
| 0,01                    | 100                                    | 199      | 299      | 498      | 995       | 1990      | 2488      | 4975      | 9950       | 19900      |
| 0,02                    | 50                                     | 99       | 149      | 248      | 495       | 990       | 1238      | 2475      | 4950       | 9900       |
| 0,05                    | 20                                     | 39       | 59       | 98       | 195       | 390       | 488       | 975       | 1950       | 3900       |
| 0,10                    | 10                                     | 19       | 29       | 48       | 95        | 190       | 238       | 475       | 950        | 1899       |
| 0,20                    | 5                                      | 10       | 14       | 23       | 45        | 90        | 113       | 225       | 449        | 897        |
| 0,25                    | 4                                      | 7        | 11       | 18       | 35        | 70        | 87        | 174       | 348        | 695        |
| 0,50                    | 2                                      | 3        | 5        | 8        | 15        | 29        | 37        | 73        | 154        | 289        |
| 0,75                    | 1,3                                    | 2        | 2,7      | 4,1      | 7,7       | 15        | 18        | 37        | 73         | 144        |

| <b>RIESGO ADMISIBLE</b> | <b>VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)</b> |          |          |          |           |           |           |           |            |            |
|-------------------------|----------------------------------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|
| <b>R</b>                | <b>1</b>                               | <b>2</b> | <b>3</b> | <b>5</b> | <b>10</b> | <b>20</b> | <b>25</b> | <b>50</b> | <b>100</b> | <b>200</b> |
| 0,99                    | 1                                      | 1,11     | 1,27     | 1,66     | 2,7       | 5         | 5,9       | 11        | 22         | 44         |

Fuente: MONSALVE, 1999.

Fuente. (MTC, Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2014)

Para el análisis hidrológico del presente puente en estudio según la tabla N°02 se establece el evento de falla admisible de 25% para el caso de puentes. Y se establece una vida útil de 40 años por recomendación del manual en mención.

**TABLA N° 02: VALORES MAXIMOS RECOMENDADOS  
DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE**

| TIPO DE OBRA                                                          | RIESGO ADMISIBLE (**) (%) |
|-----------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| Puentes (*)                                                           | 25                        |
| Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes              | 30                        |
| Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas | 35                        |
| Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)                       | 40                        |
| Subdrenes                                                             | 40                        |
| Defensas Ribereñas                                                    | 25                        |

(\*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.  
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(\*\*) - **Vida Útil considerado (n)**

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
  - Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
  - Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
  - Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.
- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.  
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente. (MTC, Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2014)

Según los datos analizados se encuentra el periodo de retorno correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias  $R= 0.25$ ,  $n = 40$  años, resultando un periodo de  $T = 140$  años.

Para calcular la socavación el mismo manual sugiere un tiempo de retorno (T) es 500 años.

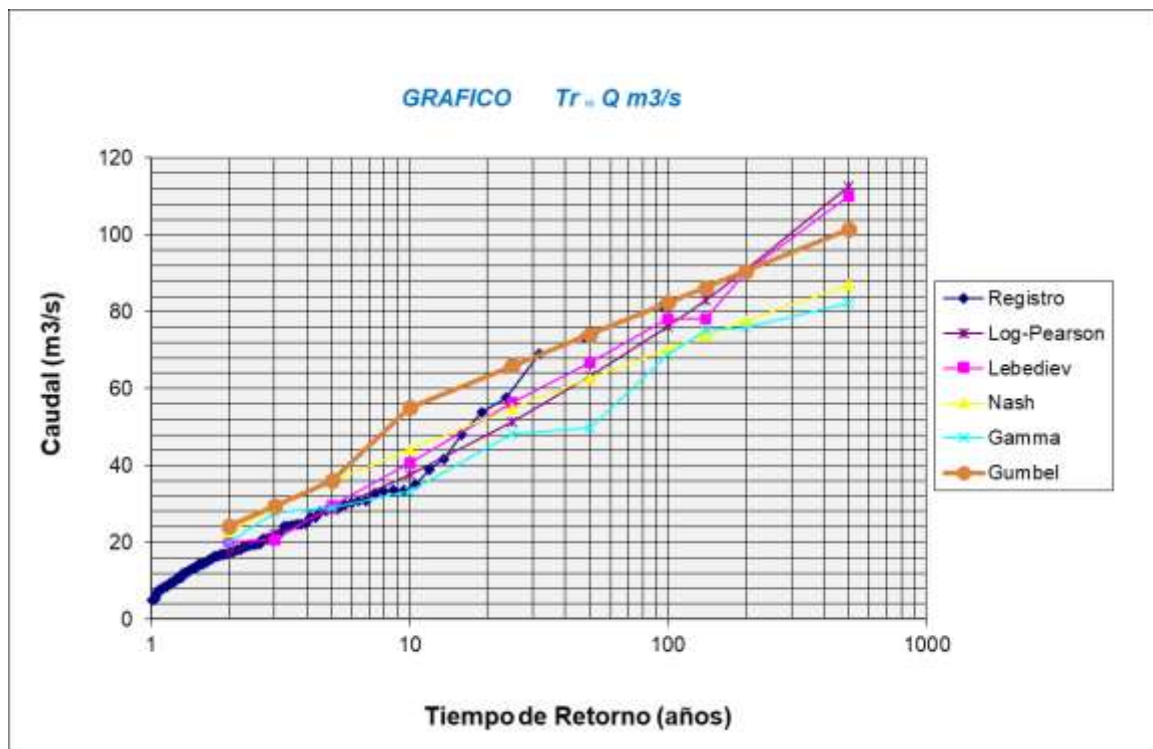
#### ***4.1.3.5. Análisis estadístico de datos hidrológicos***

Se llevó a cabo un análisis estadístico del registro histórico de descargas medias mensuales ( $m^3/s$ ) correspondientes a la estación Batán, ha sido realizado con el objetivo de evaluar el mejor ajuste estadístico con el registro. De acuerdo con la estadística, existen diversas funciones teóricas; por ello, y siguiendo las recomendaciones del (MTC, Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2014), se adoptó lo siguiente:

- Gumbel I
- Log Person III
- Levediev
- Nash
- Gamma

De acuerdo a los resultados, la probabilidad que más se ajusta a la distribución registrada, es la distribución Log Person III, por lo cual asumiremos esta distribución para calcular el caudal de diseño Qd.

**Figura 31. Distribución de probabilidad ajustada**



Fuente. Elaboración propia

#### **4.1.3.6. Caudal de diseño para los distintos tiempos de retorno**

Elegida la distribución de probabilidad Log Person III, se tiene los siguientes valores de caudales de diseño para los distintos tiempos de retorno. Siendo los caudales tomados para los periodos de retorno 140 y 500 años respectivamente.

**Tabla 37. Caudal de diseño máximo para diferentes periodos de retorno**

| Tiempo de retorno<br>(T) años | Probabilidad de<br>ocurrencia ( $P = 1/T$ ) | Caudal máximo de<br>diseño ( $Q_d = m^3/s$ ) |
|-------------------------------|---------------------------------------------|----------------------------------------------|
| 140                           | 0.0071                                      | 83.08                                        |
| 500                           | 0.0020                                      | 112.74                                       |

#### **4.1.4. Estudio hidráulico**

##### **4.1.4.1. Generalidades**

Se llevaron a cabo estudios de campo en la zona de estudio para definir la geometría e hidráulica del cauce, la pendiente del fondo y las características en los márgenes.

Para lo cual, se observó:

- ✚ El sector del río cercano al puente “Sorronto” presenta una geometría transversal de sección trapezoidal, cuyos taludes varían en 2 y 6m de altura, medidos desde el fondo hasta el margen y pendientes que van desde 45° hasta 80°.
- ✚ La zona a emplazar el puente “Sorronto” se caracteriza por tener un relieve plano y bajo, no presenta pendiente abruptas, esto es reflejo de las planicies aluviales de la zona costera lambayecana. Así mismo, se observa la presencia agrícola en la zona de riego (arroz, caña, maíz y etc).
- ✚ El cauce del río “Zaña” tiene características de ser estacional y de régimen variable. En épocas de sequía, llega a disminuir considerablemente al punto de secarse cerca a la desembocadura, en proporción diferente a la época de máximas avenidas dónde presenta crecidas fuertes y un incremento del

caudal acompañado de arrastre de material. El ancho del cauce varía entre 50m a 70m.

- ✚ En el lugar cercano al puente “Sorronto”, el lecho del río se compone de sedimentos aluviales “materiales sueltos (grava, arenas y limos)”. “Estos sedimentos” son móviles depende de las crecidas y hacen que el perfil del lecho varíe en el tiempo, esto es, una de las razones por lo cual los puentes “artesanales” o “provisionales” sean arrastrados en épocas de crecidas.
- ✚ Del mismo modo, se observa la no presencia de rocas muy rígidas en la zona cercana al puente lo que hace que los márgenes sean propensos a la erosión lateral y cambios de tipo morfológicos con variaciones de caudal. Por lo que está sujeto a procesos de socavación.

#### **4.1.4.2. Análisis hidráulico**

##### **a) Pendiente del cauce principal**

Definido como la inclinación en la que existe un desnivel entre extremos sobre la longitud vista en planta.

La ecuación de Taylor y Schwarz, para n tramos de diferentes longitudes, es:

$$S = \left( \frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right)^2$$

**Tabla 38. Tabla de pendiente media del cauce**

| TRAMO | Longitud (x) | Elevación (Y) | Delta (x) | Delta (y) | Pendiente | Pendiente real | Longitud real | L/Si^2  |
|-------|--------------|---------------|-----------|-----------|-----------|----------------|---------------|---------|
| 1     | 0.00         | 203.55        | 25.000    | 0.080     | 0.003     | 0.0032         | 25.000        | 441.94  |
| 2     | 25.00        | 203.63        | 25.000    | -0.420    | -0.017    |                |               |         |
| 3     | 50.00        | 203.21        | 25.000    | -0.080    | -0.003    |                |               |         |
| 4     | 75.00        | 203.13        | 25.000    | 0.830     | 0.033     | 0.0332         | 25.000        | 137.21  |
| 5     | 100.00       | 203.96        | 25.000    | -1.250    | -0.050    |                |               |         |
| 6     | 125.00       | 202.71        | 25.000    | -0.250    | -0.010    |                |               |         |
| 7     | 150.00       | 202.46        | 25.000    | -0.050    | -0.002    |                |               |         |
| 8     | 175.00       | 202.41        | 25.000    | -0.210    | -0.008    |                |               |         |
| 9     | 200.00       | 202.20        | 25.000    | 0.010     | 0.000     | 0.0004         | 25.000        | 1250.00 |
| 10    | 225.00       | 202.21        | 25.000    | -0.110    | -0.004    |                |               |         |
| 11    | 250.00       | 202.1         | 25.000    | 0.110     | 0.004     | 0.0044         | 25.000        | 376.89  |
| 12    | 275.00       | 202.21        | 25.000    | -0.320    | -0.013    |                |               |         |
| 13    | 300.00       | 201.89        | 25.000    | -0.150    | -0.006    |                |               |         |
| 14    | 325.00       | 201.74        | 25.000    | -0.040    | -0.002    |                |               |         |
| 15    | 350.00       | 201.7         | 25.000    | -0.110    | -0.004    |                |               |         |
| 16    | 375.00       | 201.59        | 25.000    | -0.120    | -0.005    |                |               |         |
| 17    | 400.00       | 201.47        | 25.000    | -0.260    | -0.010    |                |               |         |
| 18    | 425.00       | 201.21        | 25.000    | -0.130    | -0.005    |                |               |         |
| 19    | 450.00       | 201.08        | 25.000    | -0.410    | -0.016    |                |               |         |
| 20    | 475.00       | 200.67        | 25.000    | -0.210    | -0.008    |                |               |         |
| 21    | 500.00       | 200.46        | 25.000    | -0.080    | -0.003    |                |               |         |
| 22    | 525.00       | 200.38        | 25.000    | -0.160    | -0.006    |                |               |         |
| 23    | 550.00       | 200.22        | 25.000    | -0.110    | -0.004    |                |               |         |
| 24    | 575.00       | 200.11        | 25.000    | -0.020    | -0.001    |                |               |         |
| 25    | 600.00       | 200.09        | 25.000    | -0.180    | -0.007    |                |               |         |
| 26    | 625.00       | 199.91        | 25.000    | -0.220    | -0.009    |                |               |         |
| 27    | 650.00       | 199.69        | 25.000    | -0.280    | -0.011    |                |               |         |
| 28    | 675.00       | 199.41        | 25.000    | 0.040     | 0.002     | 0.0016         | 25.000        | 625.00  |
| 29    | 700.00       | 199.45        | 25.000    | -0.060    | -0.002    |                |               |         |
| 30    | 725.00       | 199.39        | 25.000    | -0.630    | -0.025    |                |               |         |
| 31    | 750.00       | 198.76        | 25.000    | -0.260    | -0.010    |                |               |         |
| 32    | 775.00       | 198.5         | 25.000    | -0.190    | -0.008    |                |               |         |
| 33    | 800.00       | 198.31        | 25.000    | -0.190    | -0.008    |                |               |         |
| 34    | 825.00       | 198.12        | 25.000    | -0.160    | -0.006    |                |               |         |
| 35    | 850.00       | 197.96        | 25.000    | -0.090    | -0.004    |                |               |         |
| 36    | 875.00       | 197.87        | 25.000    | -0.170    | -0.007    |                |               |         |
| 37    | 900.00       | 197.7         | 25.000    | -0.170    | -0.007    |                |               |         |
| 38    | 925.00       | 197.53        | 25.000    | -0.120    | -0.005    |                |               |         |
| 39    | 950.00       | 197.41        | 25.000    | 0.010     | 0.000     | 0.0004         | 25.000        | 1250.00 |
| 40    | 975.00       | 197.42        | 25.000    | -0.160    | -0.006    |                |               |         |
| 41    | 1000.00      | 197.26        | 25.000    | 0.100     | 0.004     | 0.004          | 25.000        | 395.28  |
| 42    | 1025.00      | 197.36        | 25.000    | -0.370    | -0.015    |                |               |         |
| 43    | 1050.00      | 196.99        | 25.000    | -0.320    | -0.013    |                |               |         |
| 44    | 1075.00      | 196.67        | 25.000    | -0.260    | -0.010    |                |               |         |
| 45    | 1100.00      | 196.41        | 25.000    | -0.070    | -0.003    |                |               |         |
| 46    | 1125.00      | 196.34        | 25.000    | -0.060    | -0.002    |                |               |         |
| 47    | 1150.00      | 196.28        | 25.000    | -0.050    | -0.002    |                |               |         |
| 48    | 1175.00      | 196.23        | 25.000    | -0.070    | -0.003    |                |               |         |
| 49    | 1200.00      | 196.16        | 25.000    | -0.070    | -0.003    |                |               |         |
| 50    | 1225.00      | 196.09        | 25.000    | -0.110    | -0.004    |                |               |         |
| 51    | 1250.00      | 195.98        | 25.000    | 2.880     | 0.115     | 0.1152         | 25.000        | 73.66   |
| 52    | 1275.00      | 198.86        | 25.000    | -2.940    | -0.118    |                |               |         |
| 53    | 1300.00      | 195.92        | 25.000    | 0.020     | 0.001     | 0.0008         | 25.000        | 883.88  |
| 54    | 1325.00      | 195.94        | 25.000    | -0.120    | -0.005    |                |               |         |
| 55    | 1350.00      | 195.82        | 25.000    | -0.120    | -0.005    |                |               |         |
| 56    | 1375.00      | 195.7         | 25.000    | -0.250    | -0.010    |                |               |         |
| 57    | 1400.00      | 195.45        | 25.000    | -0.270    | -0.011    |                |               |         |
| 58    | 1425.00      | 195.18        | 25.000    | -0.230    | -0.009    |                |               |         |
| 59    | 1450.00      | 194.95        | 20.000    | -0.150    | -0.007    |                |               |         |
| 60    | 1470.00      | 194.8         |           |           |           |                |               |         |

Según el procedimiento la pendiente media del cauce principal es igual a:  $S = 0.001$  m/m.

b) Tipo de material en las orillas del cauce

La zona de emplazamiento del puente “Sorronto” presenta un estrato conformado por los materiales que se detallan a continuación.

En los márgenes izquierdo y derecho, el material está constituido por una matriz arenosa con gravas cuyo diámetro va hasta los 7.00 cm, con características redondeadas en su superficie a causa del traslado expuesto.

El río está compuesto principalmente por arena, de origen aluvial transportado por la corriente de las crecidas; debajo del cual subyace grava con poca presencia de finos.

Estos suelos son preferentes a la erosión debido a que están conformados con materiales poco cohesivos, cuyas características de granulometría se describen a continuación.

| PROPIEDAD | MARGEN IZQUIERDO | MARGEN DERECHO |
|-----------|------------------|----------------|
| D10       | 0.31             | 0.42           |
| D50       | 6.35             | 9.53           |
| D60       | 24.00            | 17.50          |

Estas características corresponden a un suelo no cohesivo, altamente susceptible a procesos de erosión hidráulica y socavación bajo condiciones de crecida, especialmente en márgenes y zonas de concentración de flujos o estructuras que obstaculicen la corriente.

c) Coeficiente de rugosidad (Manning)

El coeficiente de rugosidad varía según distintos factores:

1. Material
2. Variaciones en la sección transversal de canal

3. Efectos relativos de obstáculos
4. Grado de irregularidad
5. Vegetación
6. Grado de sinuosidad.

Para ello, Cowan – 1956 desarrolló un procedimiento dónde el valor  $n$ , se calcula por la siguiente ecuación:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

| Condiciones del canal                                                                                        | Coefficiente (Cowan) |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|
| $n_0$ = valor de $n$ , según el material dado para un canal uniforme y recto.                                | 0.028                |
| $n_1$ = Determinado para corregir las irregularidades de la superficie.                                      | 0.010                |
| $n_2$ = En la sección del canal en sentido transversal este factor considera la variación en tamaño y forma. | 0.010                |
| $n_3$ = Considera la obstrucción en el flujo debido a obstáculos.                                            | 0.015                |
| $n_4$ = Factor sujeto a la vegetación.                                                                       | 0.002                |
| $m_5$ = Factor sujeto a la sinuosidad del canal en dirección longitudinal.                                   | 0.50                 |

$$n = (0.028 + 0.010 + 0.010 + 0.015 + 0.002) * 0.5 = \mathbf{0.0325}$$

d) Cálculo del tirante máximo de la avenida

$$Q_{t=500 \text{ años}} = 112.74 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Rugosidad} = 0.0325$$

$$\text{Talud} = 2.10$$

$$\text{Pendiente} = 0.001$$

$$y = 1.64 \text{ m}$$

$$v = 1.29 \text{ m/s}$$

**Figura 32. Cálculo de parámetros hidráulicos por el software H-CANALES**

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.4.3. Determinación de la profundidad de Socavación

##### a. Socavación general

Es el descenso a lo largo del ancho del cauce cuando se producen las crecidas; al alcanzar nuevo equilibrio, en el fondo del cauce se detiene por causa de la velocidad reducida. La socavación general utiliza el método de Lischtvan–Levediev.

$$Ve = 0.60 \gamma d^{1.18} \beta H_s^X \quad \text{Suelos cohesivos}$$

$$Ve = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^X \quad \text{Suelos no cohesivos}$$

$\beta$  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite que se estudia.

Tabla N°43

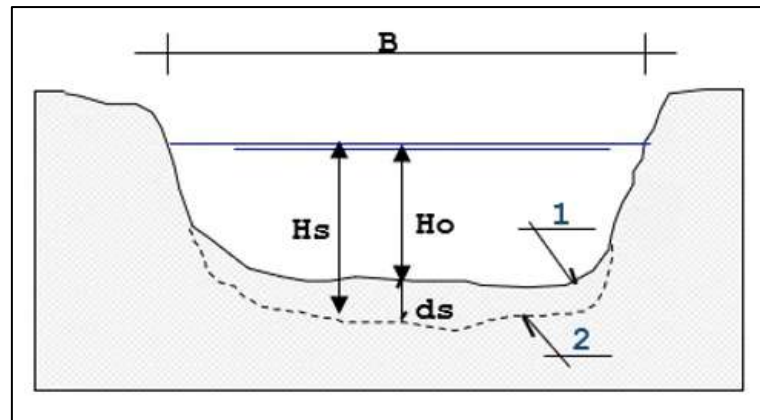
$\gamma_d$  = Peso volumétrico del material seco ubicado a una profundidad  $H_s$ , tomado desde la superficie del agua.

$x$  = Es el exponente de una variable que está en función del peso volumétrico  $\gamma_s$  del material seco ( $T/m^3$ )

$V_e$  = Velocidad media suficiente para erosionar el cauce en m/seg

$d_m$  = Diámetro medio (mm) de los granos del fondo

$H_s$  = Tirante determinado para la profundidad que se desea averiguar qué valor de  $V_e$  es necesario para arrastrar y levantar el material en metros.



(1) Perfil previo a la ocurrencia del fenómeno de degradación.

(2) Perfil posterior a la ocurrencia de degradación.

Determinación de la altura de socavación en suelos uniformes.

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 \beta \gamma d^{1.18}} \right)^{1/(1+x)} \quad \text{Suelos cohesivos}$$

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)} \quad \text{Suelos no cohesivos}$$

Donde:

$H_m$  = Altura media de la sección

$Q_d$  = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/seg)

$x$  = Exponente variable sujeto al diametro del material. Ver tabla N° 42

$d_m$  = diametro medio (mm)

$u$  = Coeficiente de contracción. Ver tabla N° 41

$Be$  = Ancho efectivo de la superficie de la sección transversal.

**Tabla 39. Coeficiente evaluando la contracción  $\mu$**

TABLA N° 1  
COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN,  $\mu$

| Velocidad media en la sección, en m/seg | Longitud libre entre dos estribos |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-----------------------------------------|-----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|                                         | 10                                | 13   | 16   | 18   | 21   | 25   | 30   | 42   | 52   | 63   | 106  | 124  | 200  |
| Menor de 1                              | 1.00                              | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1.00                                    | 0.96                              | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1.50                                    | 0.94                              | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 2.00                                    | 0.93                              | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 |
| 2.50                                    | 0.90                              | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 |
| 3.00                                    | 0.89                              | 0.91 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| 3.50                                    | 0.87                              | 0.9  | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| 4.00 o mayor                            | 0.85                              | 0.89 | 0.91 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |

**Tabla 40. Coeficientes de X para suelos no cohesivos y cohesivos****Tabla N° 2****VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS**

| SUELOS COHESIVOS             |      | SUELOS NO COHESIVOS |      |
|------------------------------|------|---------------------|------|
| P. ESPECIFICO<br>yd (Ton/m3) | x    | dm (mm)             | x    |
| 0.80                         | 0.52 | 0.05                | 0.43 |
| 0.83                         | 0.51 | 0.15                | 0.42 |
| 0.86                         | 0.50 | 0.50                | 0.41 |
| 0.88                         | 0.49 | 1.00                | 0.40 |
| 0.90                         | 0.48 | 1.50                | 0.39 |
| 0.93                         | 0.47 | 2.50                | 0.38 |
| 0.96                         | 0.46 | 4.00                | 0.37 |
| 0.98                         | 0.45 | 6.00                | 0.36 |
| 1.00                         | 0.44 | 8.00                | 0.35 |
| 1.04                         | 0.43 | 10.00               | 0.34 |
| 1.08                         | 0.42 | 15.00               | 0.33 |
| 1.12                         | 0.41 | 20.00               | 0.32 |
| 1.16                         | 0.40 | 25.00               | 0.31 |
| 1.20                         | 0.39 | 40.00               | 0.30 |
| 1.24                         | 0.38 | 60.00               | 0.29 |
| 1.28                         | 0.37 | 90.00               | 0.28 |
| 1.34                         | 0.36 | 140.00              | 0.27 |
| 1.40                         | 0.35 | 190.00              | 0.26 |
| 1.46                         | 0.34 | 250.00              | 0.25 |
| 1.52                         | 0.33 | 310.00              | 0.24 |
| 1.58                         | 0.32 | 370.00              | 0.23 |
| 1.64                         | 0.31 | 450.00              | 0.22 |
| 1.71                         | 0.30 | 570.00              | 0.21 |
| 1.80                         | 0.29 | 750.00              | 0.20 |
| 1.89                         | 0.28 | 1000.00             | 0.19 |
| 2.00                         | 0.27 |                     |      |

**Tabla 41. Datos del coeficiente  $\beta$** **TABLA N° 3****VALORES DEL COEFICIENTE  $\beta$** 

| Periodo de retorno del<br>gasto de diseño (años) | coeficiente<br>$\beta$ |
|--------------------------------------------------|------------------------|
|                                                  |                        |
| 2                                                | 0.82                   |
| 5                                                | 0.86                   |
| 10                                               | 0.90                   |
| 20                                               | 0.94                   |
| 50                                               | 0.97                   |
| 100                                              | 1.00                   |
| 500                                              | 1.05                   |

Determinación de la profundidad de Socavación

$$Q_d = 112.74 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$B_e = 75 \text{ m}$$

$$H_0 = 1.64 \text{ m}$$

$$V_m = 1.29 \text{ m/seg}$$

$$u = 0.996$$

$$\gamma_d = 1.97 \text{ tn/m}^3$$

$$d_m = 6.35 \text{ mm}$$

$$x = 0.358$$

$$T_r = 500 \text{ años}$$

$$\beta = 1.05$$

$$A = 87.40 \text{ m}^2$$

$$H_m = 1.37 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.052$$

Entonces

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

$$H_s = 1.80 \text{ m}$$

$$d_s = 1.80 - 1.64 = 0.16 \text{ m}$$

#### ***b. Socavación local en estribos***

$$\frac{ds}{h} = K_f * \left( \frac{L}{h} \right)^{0.4} * F_r^{0.33}$$

$d_s$  = Altura de socavación.

$L$  = Longitud del estribo

$h$  = Altura media del flujo aguas arriba.

$F_r$  = Tipo de flujo en canales abiertos y ríos. (Número de froude)

$V_m$  = velocidad promedio a la que se desplaza el flujo. (velocidad media)

$K_f$  = Valor ajustado de acuerdo con la geometría del estribo.

$K_f = 1.10$  para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

$K_f = 2.15$  para estribos con pared vertical.

Dh = profundidad hidráulica

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gD_h}} = \frac{1.29}{\sqrt{9.81 \cdot 1.64}} = 0.325 < 1; \text{flujo subcrítico}$$

$$\frac{ds}{h} = K_f * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33} = 1.1 * \left(\frac{6}{1.64}\right)^{0.4} * 0.32^{0.33} * 1.64$$

ds = 2.08 m

**c) Socavación potencial en los estribos**

Socavación potencial = S. general+S.local = 0.16m+2.08m = 2.25m +1 m = 3.25m

Socavación potencial = 4.00 m

**d) Socavación local en pilar**

$$ds = 2 * K_1 * K_2 * B^{0.65} * Y1^{0.35} * Fr^{0.43}$$

B = ancho de pila (m)

Fr = Número de froude

K1 = constante de forma del pilar (1.0 para columnas, 1.1 para rectangular)

Y1= tirante aguas arriba

K2 = constante del ángulo de ataque (1.0 para Ø=0.00)

$$ds = 2.00 (1.00) (1.00) (0.90)^{0.65} * (1.64)^{0.35} * (0.32)^{0.43}$$

ds= 1.36m

**e) Socavación potencial en pilar**

Socavación potencial = S. general+S.local = 0.16m+1.36m = 1.53m +1 m = 2.53m

Socavación potencial = 4.00 m

Según (MTC, Manual de Puentes, 2018) explica que “para el caso de cimentaciones superficiales, el fondo de la cimentación debe situarse al menos 1.00 m por debajo de la profundidad máxima de socavación prevista”. En el presente trabajo de investigación, se calculó una socavación máxima potencial de 3m aproximadamente para

estribos y pilar, y se consideró un margen de seguridad de 1 m, para la profundidad de desplante para la cimentación, quedando 4 metros por debajo de la cota del nivel de lecho de río.

## 4.2.Descripción de la alternativa

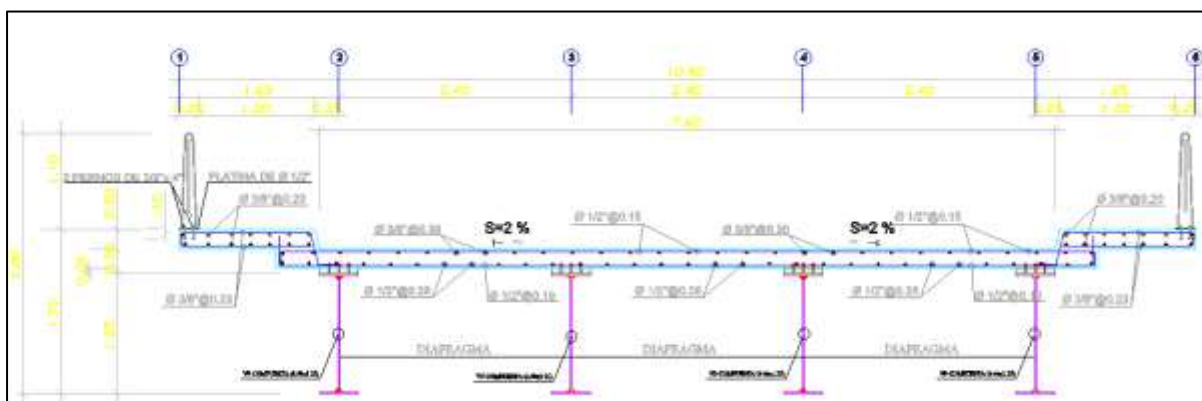
### 4.2.1. Introducción

Con el objetivo de solucionar el problema identificado, se propone un puente de sección compuesta de luz igual a 75 metros. La superestructura está conformada por dos carriles, veredas laterales y barandas metálicas en los extremos y la subestructura está constituida de dos estribos en los extremos y un pilar interior que soportan y transfieren las cargas de la superestructura hasta la cimentación.

### 4.2.2. Superestructura

La superestructura consta de un ancho de vía de 7.60 metros en la sección transversal y una luz de 75 metros, está conformado de dos carriles de 3.80 metros, las dimensiones de las veredas laterales son de 1.20 x 0.20 metros y dos barandas metálicas apoyadas sobre un borde de concreto de 0.20 metros. El tablero es una estructura de dos tramos continuos de 37.5 metros cada tramo apoyado en el pilar intermedio y los estribos.

**Figura 33. Sección transversal propuesta del puente de sección compuesta**



Fuente. Elaboración propia

#### 4.2.2.1.Descripción de los elementos que constituyen la superestructura

- **Losa**

La losa propuesta tiene un ancho de 8.50 m y un espesor de 0.20 m, con espaciamiento entre ejes de vigas de 2.40m y una luz de 75m. La resistencia para el concreto es de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y peso específico de  $2400 \text{ kg/m}^3$ , mientras el acero utilizado es de  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- **Asfalto**

La carpeta de rodadura propuesta está constituida por betunes obtenidos de la destilación del petróleo, la cual facilita una cohesión y unión íntima entre agregados, y resisten la desintegración por el paso de vehículos. También permite optimizar su espesor.

La carpeta de asfalto es de un espesor de 2 pulgadas y un bombeo de 2%, en un ancho de 7.60 m, peso específico del asfalto es de  $2240 \text{ kg/m}^3$ .

**Figura 34. Bombeos de la calzada**

| BOMBEOS DE LA CALZADA   |                             |                             |
|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| TIPO DE SUPERFICIE      | BOMBEO (%)                  |                             |
|                         | PRECIPITACIÓN: < 500 mm/año | PRECIPITACIÓN: > 500 mm/año |
| PAVIMENTO SUPERIOR      | 2.0                         | 2.5                         |
| TRATAMIENTO SUPERFICIAL | 2.5                         | 2.5 – 3.0                   |
| AFIRMADO                | 3.0 – 3.5                   | 3.0 – 4.0                   |

Fuente: MTC (2003)

- **Vereda**

Se propone dos veredas al margen izquierdo y derecho de la calzada, con un ancho de 1.20 m y una altura de 0.20m, en conjunto con un dado de concreto donde anclará la baranda de 0.20m, la resistencia del concreto es de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ , peso específico del concreto es de  $2400 \text{ kg/m}^3$  y el acero utilizado es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

- **Vigas de acero**

La superestructura está conformada por vigas exteriores e interiores de tipo doble T con las siguientes dimensiones:

**Patín superior:**

Ancho (bf) = 40 cm

Espesor (Tf) = 2.50 cm

**Alma:**

Peralte libre (hw) = 120 cm

Ancho de alma (Tw) = 1.50 cm

**Patín inferior:**

Ancho (bf) = 40 cm

Espesor (Tf) = 2.50 cm

**Figura 35.**     *Sección de la viga doble T de acero*



Fuente: Elaboración propia

La sección transversal consta de 4 vigas, 2 vigas interiores y 2 vigas exteriores en los extremos, con una separación de 2.40 metros, estas sirven de apoyo a la losa de 0.20 metros de espesor, las propiedades del material son de acero estructural A709M Grado 50 con un grado de fluencia  $F_y$ : 3515 kg/cm<sup>2</sup>.

Las vigas presentan rigidizadores, desde el apoyo separadas a  $3@1.525$ ,  $2@2.40$  y el resto  $@ 4.6875\text{m}$ , excepto donde coincidan con la estructura transversal de diafragma, que hará las veces de rigidizador.

Las vigas diafragma se distribuyen cada  $9.375\text{ m}$ .

**Figura 36. Disposición de rigidizadores transversales en la viga de acero**

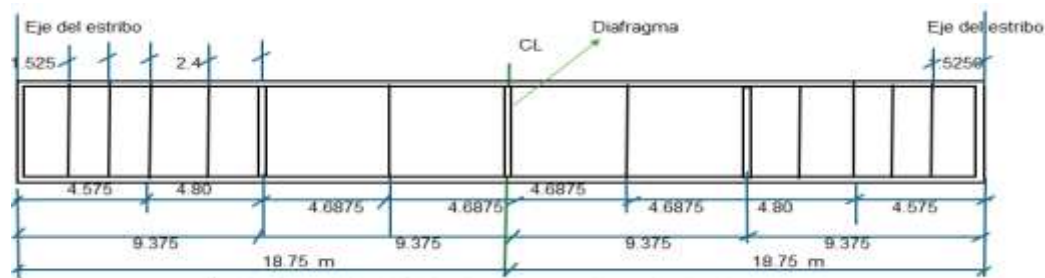


Fig. 04 - Disposición de rigidizadores transversales en la viga de acero

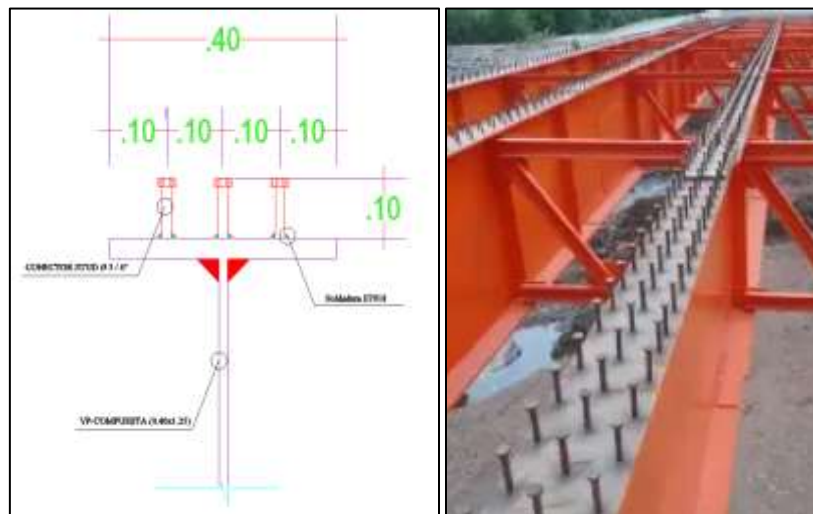
Fuente: elaboración propia

- **Conectores de corte**

Estos conectores, se disponen longitudinalmente sobre la viga y en el ala superior, su funcionalidad es transmitir los esfuerzos cortantes entre losa y viga, generan una mayor superficie resistente a la compresión y así disminuimos la altura de la viga metálica de sección compuesta. Se encuentran separados de manera longitudinal a  $15 @ 0.25\text{m}$ ,  $25 @ 0.30\text{m}$  y  $R @ 0.30\text{ m}$  y en la sección transversal en la viga a  $0.10\text{ m}$  del borde, dando 259 stud espaciados en  $75\text{m}$  de longitud y siendo 3 por cada una, dando así, un total de 777 conectores en el ala superior por cada viga. El material es de pernos de acero de tipo “Stud”  $\varnothing 3/4"$  de acero estructural ASTM A108 Grado 2, con una protección galvánica electroquímica de zinc.

El tipo de soldadura es de arco de perno.

**Figura 37. Sección de conector de corte en viga de acero**



- **Viga diafragma**

Las vigas tipo diafragma se distribuyen transversalmente a las vigas, estas actúan arriostrando el sistema, apoya en la estabilidad de la geometría y en la transmisión de cargas entre las vigas longitudinales, se encuentran separadas cada 9.375 metros, en total son 10 vigas distribuidas entre los extremos y centro de luz. La geometría es viga de acero de sección doble T de acero estructural A709M grado 50.

**Patín superior:**

Ancho (bf) = 25 cm

Espesor (Tf) = 0.8 cm

**Alma:**

Peralte libre (hw) = 90 cm

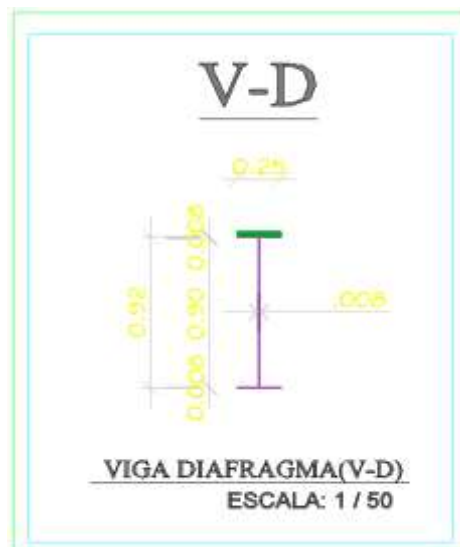
Ancho de alma (Tw) = 0.8 cm

**Patín inferior:**

Ancho (bf) = 25 cm

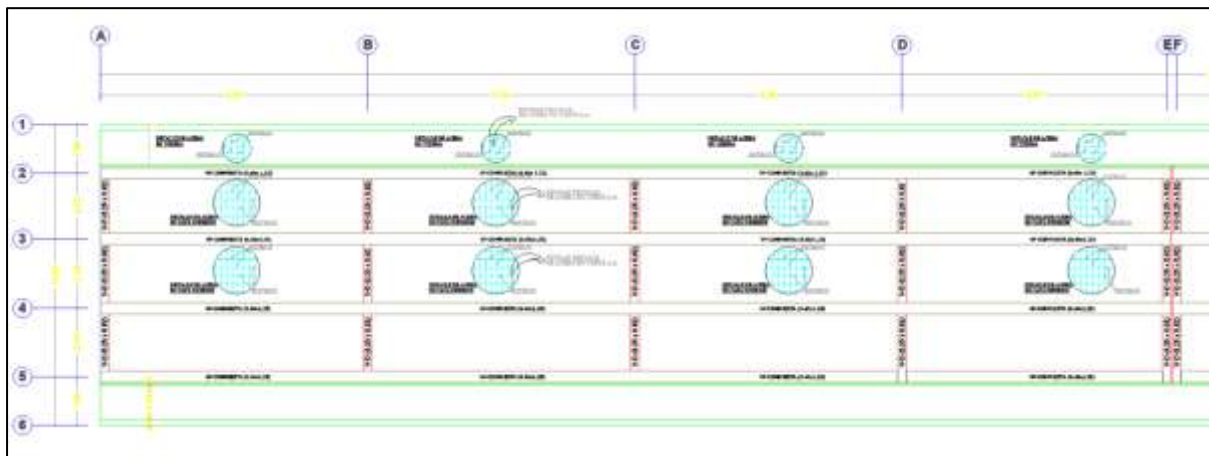
Espesor (Tf) = 0.8 cm

**Figura 38. Sección de viga doble T, diafragma**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 39. Distribución de vigas diafragma en vigas de acero**



Fuente: Elaboración propia

- **Rigidizadores**

Los rigidizadores se distribuyen perpendicular al alma de la viga, éstos actúan aumentando la rigidez de la sección y evitan el pandeo local, se encuentran separadas a 3@1.525, 2@2.40 y el resto @ 4.6875m, excepto donde coincidan con la estructura transversal de diafragma, que hará las veces de rigidizador, el material es de placa de acero de sección laminar de acero estructural A572M Grado 50, con un grado de fluencia de  $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$ .

La sección varía dependiendo de la ubicación, son de doble placa en los apoyos y la zona de diafragmas, de una placa en zona libre.

**Rigidizador de doble placa zona de estribo:**

Ancho (bf) = 15.25 cm

Espesor (Tf) = 1.6 cm

Longitud (L) = 120.00 cm

**Rigidizador doble placa en zona de diafragma:**

Ancho (bf) = 12 cm

Espesor (Tf) = 1.0 cm

Longitud (L) = 120.00 cm

**Rigidizador de una placa en zona libre:**

Ancho (bf) = 12 cm

Espesor (Tf) = 1.0 cm

Longitud (L) = 120.00 cm

**Figura 40. Sección laminar, rigidizador en región de diafragma**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 41. Sección laminar, rigidizador en zona de estribo**



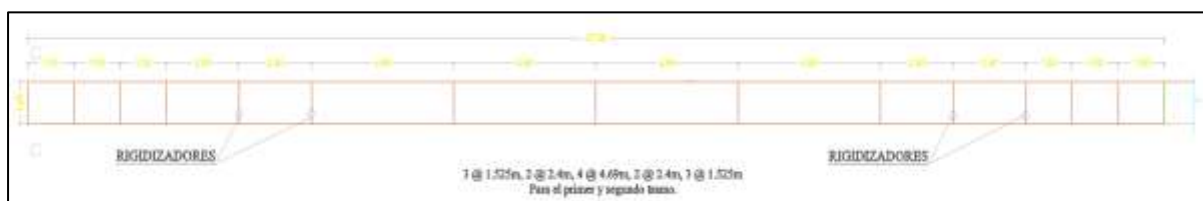
Fuente: Elaboración propia

**Figura 42. Sección laminar, rigidizador en zona libre**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 43. Desarrollo longitudinal de rigidizadores en VP-Compuesta**



Fuente: Elaboración propia

### 4.2.3. Subestructura

La subestructura está conformada por un pilar con tres columnas circulares de diámetro 1.30 m y una altura libre de columna de 5.72 m, sobre la cuales esta soportada una viga travesaño de sección transversal 1.20x1.20 m y una longitud de 10.50 m, el pilar se encuentra ubicado a la mitad en el sentido longitudinal, específicamente a 37.5 m, y en los extremos el puente está apoyado sobre estribos tipo en voladizo (concreto armado).

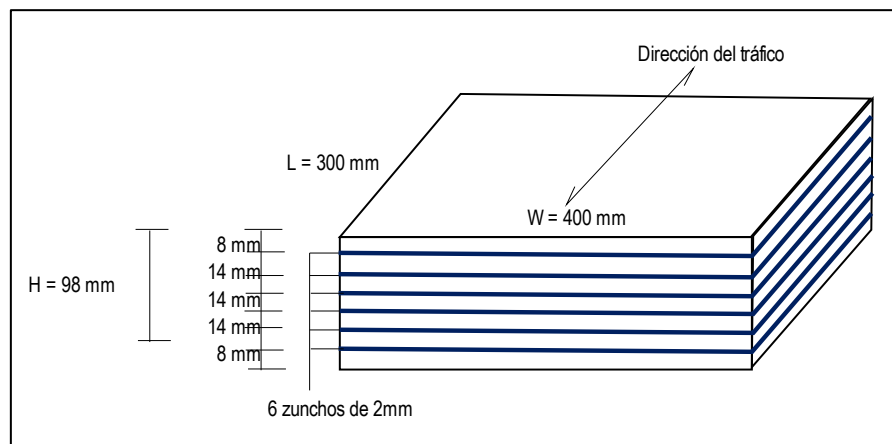
#### 4.2.3.1. Descripción de los elementos que constituyen la subestructura

- **Dispositivo de apoyo**

El dispositivo de apoyo o “Aparato de apoyo elastómero” o “neopreno se localiza entre el tablero y estribos o pilas. Es vital en la transferencia de cargas verticales de la superestructura hacia la subestructura, permite los movimientos relativos y absorbe esfuerzos.

Su sección es de 300 mm x 400 mm y una altura de 98 mm. Está constituido por capas externas de elastómero de espesor de 8mm, capas internas de 14 mm y 6 placas de acero de refuerzo (zuncho) A36 de  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  de dureza 60 de espesor de 2mm.

**Figura 44. Detalle final del elastómero con dureza 60**



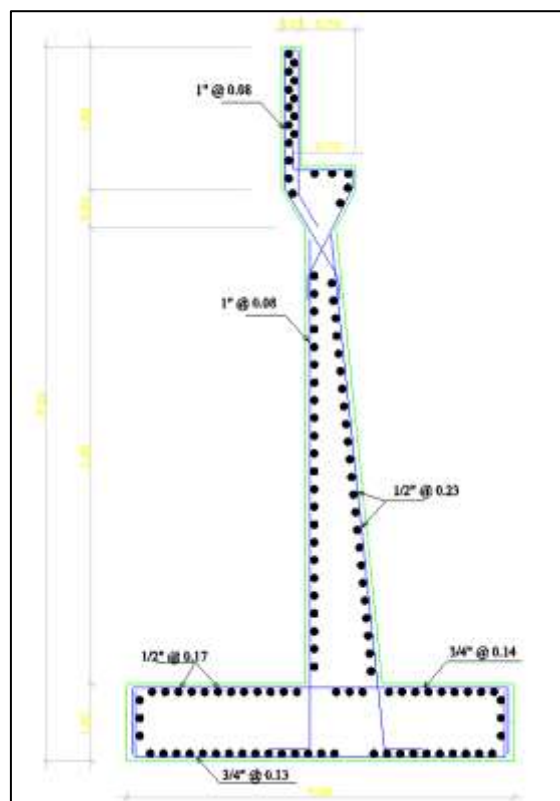
Fuente: Elaboración propia

- **Estribo**

Se localizan en los extremos, su importancia radica en la transmisión de cargas verticales (peso, sobrecarga y etc.) como horizontales (sismo) al terreno de fundación, albergar al dispositivo de apoyo y resistir los empujes laterales del suelo.

El estribo es de tipo voladizo de concreto armado de altura 9.25 m, largo de 8.5m, ancho mayor de 1.00 m y ancho menor de 0.40 m, una cajuela de 0.70 m. La cimentación es de zapata rectangular de ancho de 5 m, largo de 8.50 m y una altura de 1.00 m.

**Figura 45. Vista en Perfil del estribo margen derecho e izquierdo**



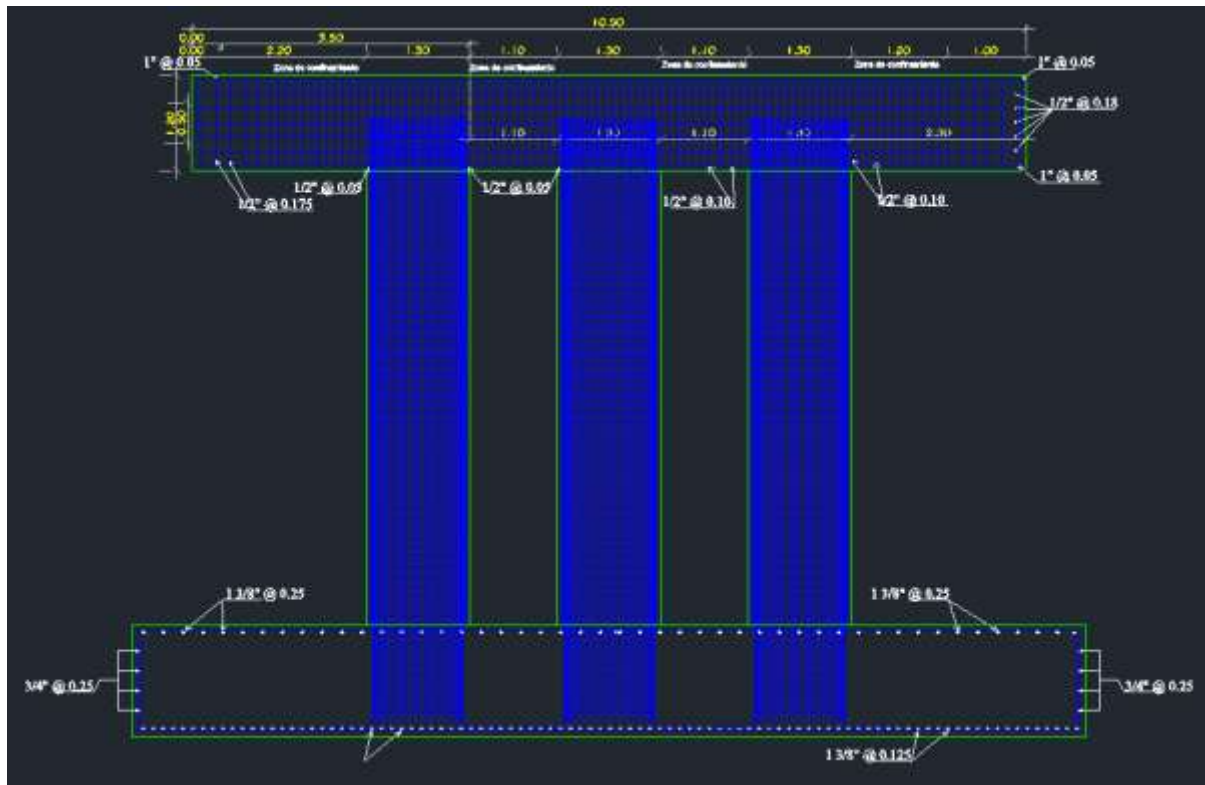
Fuente: Elaboración propia

- **Pilar**

El pilar será el elemento dúctil que absorberá la energía proveniente del sismo en todo el conjunto del puente, en el pilar se va a aceptar un nivel de daño de tal manera que la energía de sismo se disipe en este. Por lo tanto, para el diseño del pilar en mención la carga más influyente es el sismo. Para el presente diseño está constituido por 3 columnas

de geometría circular cuyo diámetro es de 1.30m y altura de 5.72 m, las cuales están apoyadas sobre una cimentación de zapata combinada de ancho 7.20 m, largo de 12 m y altura de 1.40 m.

**Figura 46.** Vista en elevación del pórtico formado por la viga travesaño y las columnas



### 4.3. Evaluación y diseño estructural de la superestructura

En este apartado desarrollaremos la evaluación y el diseño de los elementos de la sección transversal del puente de sección compuesta, constituida por el tablero de la losa, la vigas exteriores e interiores, el diseño del diafragma, sus rigidizadores transversales y conectores de cortante.

#### 4.3.1. Diseño de la losa

##### 4.3.1.1. Predimensionamiento:

Para tableros de concreto soportados en elementos longitudinales:  $T_{min} = 17.5 \text{ cm}$ .

(Art. 9.7.1.1)

En Voladizos en concreto que sostienen parapetos o barreras de concreto armado  
 $T_{min} = 20 \text{ cm.}$  (Art. 1.3.7.3.1.2)

En base a los lineamientos respecto al espesor de la losa se uniformiza la estructura con un espesor de  **$T = 20 \text{ cm.}$**

#### 4.3.1.2. Criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1 – 1)

Resistencia I =  $(1.25 \text{ o } 0.9) DC + (1.50 \text{ o } 0.65) DW + 1.75(LL+IM)$

Servicio I =  $1DC + 1DW + 1(LL+IM)$

En conformidad al Art. 9.5.3, no es necesario evaluar para tableros de concreto apoyados sobre vigas múltiples el caso de fatiga.

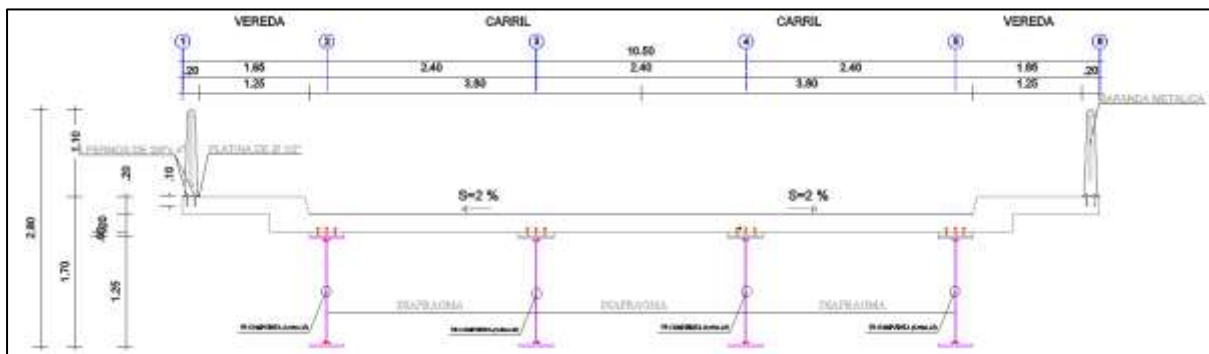
#### 4.3.1.3. Momentos debido a la Flexión por cargas

C.1. Momentos de diseño:

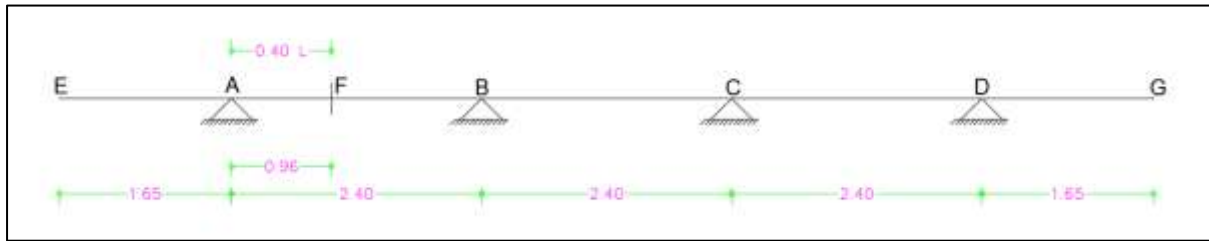
Momentos negativos: Como las cargas determinantes para el diseño es LL+IM puesto que, son mayores que, DC y DW, determinaremos para el apoyo interior B un momento negativo evaluando franjas de 1 metro de losa.

Momentos positivos: Como las cargas determinantes para el diseño es LL+IM puesto que, son mayores que, el peso propio y el peso por asfalto. El momento positivo máximo se da en el tramo AB o CD, a  $4L/10$  de un apoyo exterior (L es la longitud del tramo). Asimismo, esta sección se desarrollará para el diseño, en franjas de 1m de losa.

**Figura 47. Sección transversal del puente de viga compuesta**



**Figura 48. Idealización de la losa**



**1. Carga Muerta (DC)**

Franja de 1 metro de losa.

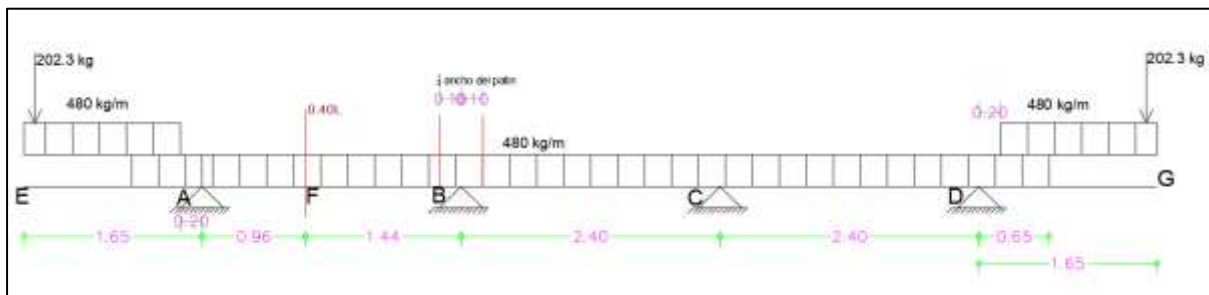
$$W_{\text{losa}} = 0.20 \times 1.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{vereda}} = 0.20 \times 1.00 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480.00 \text{ kg/m}$$

$$P_{\text{baranda}} = 202.3 \text{ kg}$$

Resolviendo la losa continua en el programa SAP 2000

**Figura 49. Idealización de carga muerta**



**Figura 50. Diagrama de momentos en losa por "DC"**



Según el apéndice A3.1, el momento negativo puede considerarse disminuido al evaluarlo en la cara de la viga, debido a que la línea de influencia de los momentos en los apoyos presenta una variación suave. Asimismo, al emplear la carga de rodamiento, en lugar de cargas concentradas, no genera cambios significativos en el valor del momento negativo para fines de diseño. No obstante, se establece una expresión que permite

disminuir el momento negativo de diseño en plataformas, considerando su evaluación en la cara de la viga en lugar del eje”. Según (AASHTO, 2024) en el artículo 4.6.2.1.6 del LRFD. La ubicación de la sección para el diseño por momento negativo se determina de la manera siguiente:

Para construcciones monolíticas y vigas tipo cajón construidos de concreto se evalúa en la cara del apoyo.

En vigas de acero se evalúa tomado desde el eje del apoyo a un cuarto del ancho del patín.

Y para vigas de concreto prefabricado Tee o I, se evalúa a un tercio del ancho del patín si sobrepasar desde el eje 38 cm.

**Conclusión:** Al presentar vigas de acero en nuestra sección de puente propuesta, la reducción de momentos negativos de diseño se tomará a un cuarto del ancho del patín. Ancho del patín = 0.40 m,  $M_{B, \text{izq}}$  y  $M_{B, \text{der}} = 0.10$  m.

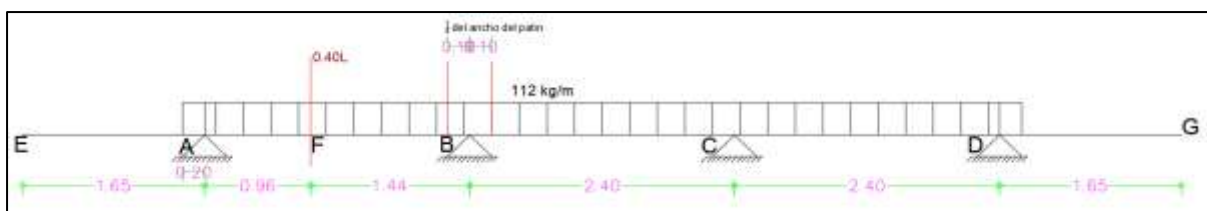
|     |                         |        |     |
|-----|-------------------------|--------|-----|
| (-) | $M_B =$                 | -0.093 | T-m |
| (-) | $M_{B, \text{izq}} =$   | -0.086 | T-m |
| (-) | $M_{B, \text{der}} =$   | -0.044 | T-m |
| (+) | $M^o \text{ a } 0.4L =$ | -0.345 | T-m |

## 2. Carga en la superficie por rodamiento (DW)

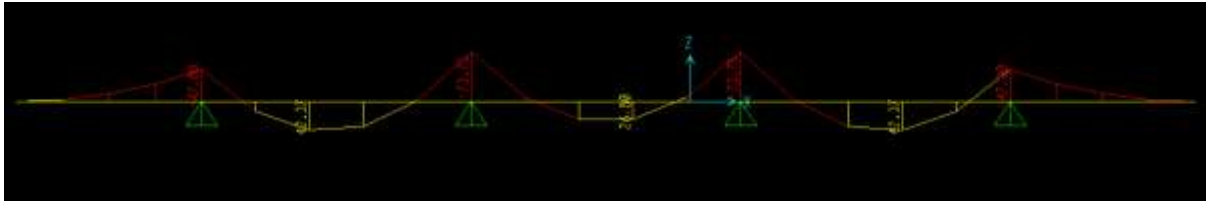
Franja de losa 1.00 m

$W_{\text{asfalto}} = 0.05 \times 1.00 \text{ m} \times 2240 \text{ kg/m}^3 = 112 \text{ kg/m}$

**Figura 51. Idealización de cargas por asfalto**



**Figura 52. Diagrama de momentos por "DW"**



|     |                         |        |     |
|-----|-------------------------|--------|-----|
| (-) | $M_B =$                 | -0.074 | T-m |
| (-) | $M_{B, izq} =$          | -0.059 | T-m |
| (-) | $M_{B, der} =$          | -0.060 | T-m |
| (+) | $M^o \text{ a } 0.4L =$ | 0.042  | T-m |

### 3. Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

#### 3.1. Momentos negativos

Para este desarrollo, se realizó la comparación de 3 métodos:

Método analítico, A.

Método B utilizando la tabla A4-1

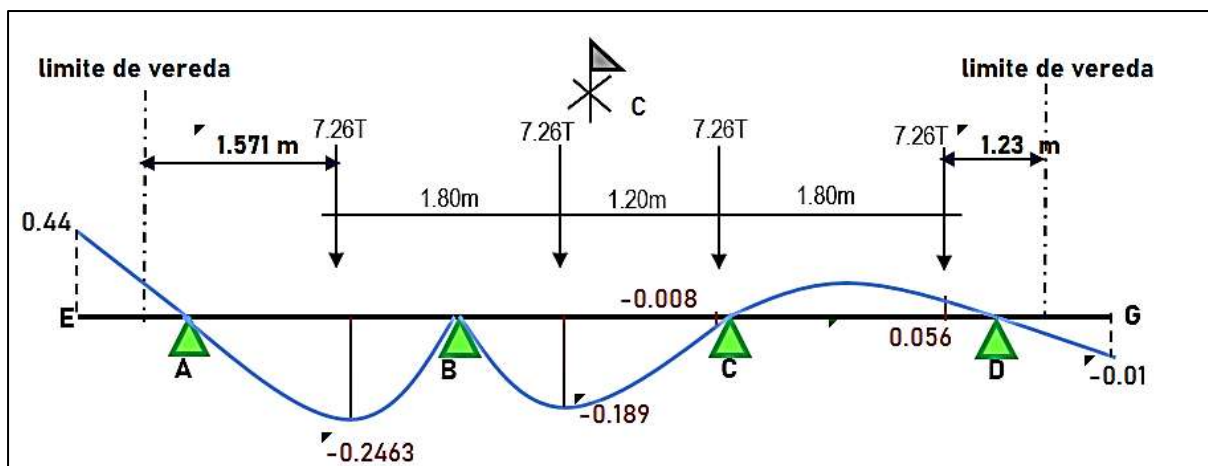
Método C (Momentos modificados)

#### Método A: Proceso Analítico

En la ubicación del apoyo B se evalúa para el momento flector su correspondiente línea de influencia dónde se determina para la carga de la viga en la sección de máximo momento (Apoyo B) colocando los ejes de camión en las posiciones críticas.

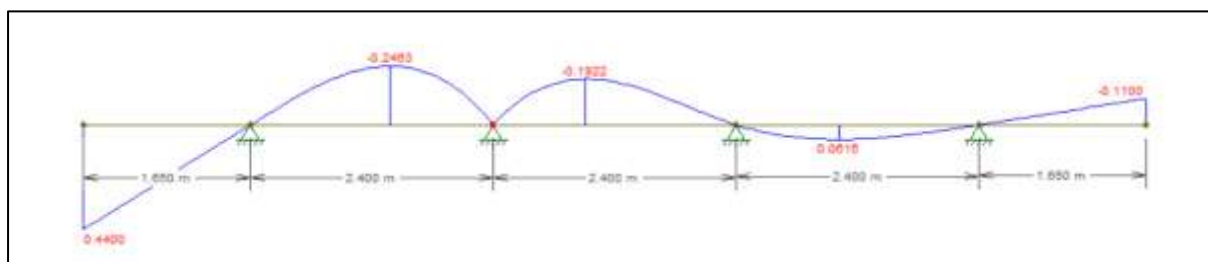
|                                      |                       |                                                                                 |
|--------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| Tramo EA ( $-1.65 \leq X \leq 0$ )   | -----                 | $M_B = \frac{-4}{15} X$                                                         |
| Tramo AB ( $0 \leq X \leq 2.40$ )    | -----                 | $M_B = \frac{20}{432} X^2 - \frac{4}{15} X$                                     |
| Punto crítico :                      | $X = 1.386 \text{ m}$ | $Y = -0.246$                                                                    |
| Tramo BC ( $2.40 \leq X \leq 4.80$ ) | -----                 | $M_B = \frac{-25}{432} X^3 + \frac{3}{4} X^2 - \frac{46}{15} X + \frac{96}{25}$ |
| Punto crítico :                      | $X = 3.19 \text{ m}$  | $Y = -0.189$                                                                    |
| Tramo CD ( $4.80 \leq X \leq 7.20$ ) | -----                 | $M_B = \frac{5}{432} X^3 - \frac{3}{12} X^2 + \frac{26}{15} X - \frac{19}{5}$   |
| Punto crítico :                      | $X = 6.19 \text{ m}$  | $Y = 0.056$                                                                     |
| Tramo DG ( $7.20 \leq X \leq 8.85$ ) | -----                 | $M_B = \frac{-1}{15} X + \frac{12}{25}$                                         |

**Figura 53.** Diagrama que representa la línea de influencia por las posiciones críticas del camión estándar en el apoyo B



Fuente: Elaboración propia

**Figura 54.** Corroboración por el software FTOOL-2025 para la línea de influencia en el apoyo B



\*Para un carril cargado y ajustado por el factor de presencia múltiple

"m"(Art.3.6.1.1.2):

$$M (-) = (7.26 T x - 0.246 m + 7.26 T x - 0.189) x 1.20 = -3.16 T x 1.20 = -3.79 T$$

\*Ancho de franja donde se distribuye: (interior)

para M (-) Tabla 4.6.2.1.3-1

$$E (-) = 1.22 + 0.25 * S'$$

$$E (-) = 1.82 \text{ m}$$

Por lo tanto, el momento negativo critico evaluado en B por acción de la carga dinámica en un ancho de franja es:

$$MB (-)_{LL + IM} = \frac{-3.79 \text{ tn-m} \times 1.33}{1.82} = -2.77 \text{ tn-m}$$

Sabiendo la ubicación de las cargas se obtiene el momento negativo evaluado en B, en la cual, se determina dichos momentos en la cara derecha e izquierda de la viga, lo resolvemos en el SAP 2000 como una losa hiperestática apoyada.

**Figura 55. Idealización de cargas en la posición que genera momento máximo en el soporte B**



**Figura 56. Gráfico de momentos producidos en la losa por la posición crítica del camión estándar**



Fuente: Elaboración propia

De donde se obtiene :

$$MB (-) LL+IM = \frac{-3.02 \text{ Tn-m}}{1.82} \times 1.20 \times 1.33 = -2.65 \text{ Tn m} \quad (\text{en el eje B, similar al valor obtenido con la línea de influencia})$$

$$MB (-) LL+IM, izq = \frac{-2.48 \text{ Tn-m}}{1.82} \times 1.20 \times 1.33 = -2.17 \text{ Tn m}$$

$$MB (-) LL+IM, der = \frac{-2.42 \text{ Tn-m}}{1.82} \times 1.20 \times 1.33 = -2.12 \text{ Tn m}$$

### Método B: Utilizando la tabla 41

Para un  $S = 2.40 \text{ m}$  .....  $S(\text{mm}) = 2400$

**Tabla 42. Tabla de momentos máximos debido a la sobrecarga por unidad de ancho (N-mm/mm).**

**Tabla 3.3 Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N-mm/mm  
(Tabla A4-1, AASHTO)**

| S<br>mm | Momento<br>positivo | MOMENTO NEGATIVO                                                                   |        |        |        |        |        |        |
|---------|---------------------|------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|         |                     | Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo |        |        |        |        |        |        |
|         |                     | 0,0 mm                                                                             | 75 mm  | 150 mm | 225 mm | 300 mm | 450 mm | 600 mm |
| 1300    | 21 130              | 11 720                                                                             | 10 270 | 8940   | 7950   | 7150   | 6060   | 5470   |
| 1400    | 21 010              | 14 140                                                                             | 12 210 | 10 340 | 8940   | 7670   | 5960   | 5120   |
| 1500    | 21 050              | 16 320                                                                             | 14 030 | 11 720 | 9980   | 8240   | 5820   | 5250   |
| 1600    | 21 190              | 18 400                                                                             | 15 780 | 13 160 | 11 030 | 8970   | 5910   | 4290   |
| 1700    | 21 440              | 20 140                                                                             | 17 290 | 14 450 | 12 010 | 9710   | 6060   | 4510   |
| 1800    | 21 790              | 21 690                                                                             | 18 660 | 15 630 | 12 930 | 10 440 | 6270   | 4790   |
| 1900    | 22 240              | 23 050                                                                             | 19 880 | 16 710 | 13 780 | 11 130 | 6650   | 5130   |
| 2000    | 22 780              | 24 260                                                                             | 20 960 | 17 670 | 14 530 | 11 770 | 7030   | 5570   |
| 2100    | 23 380              | 26 780                                                                             | 23 190 | 19 580 | 16 060 | 12 870 | 7410   | 6080   |
| 2200    | 24 040              | 27 670                                                                             | 24 020 | 20 370 | 16 740 | 13 490 | 7360   | 6730   |
| 2300    | 24 750              | 28 450                                                                             | 24 760 | 21 070 | 17 380 | 14 570 | 9080   | 8050   |
| 2400    | 25 500              | 29 140                                                                             | 25 420 | 21 700 | 17 980 | 15 410 | 10 870 | 9340   |
| 2500    | 26 310              | 29 720                                                                             | 25 990 | 22 250 | 18 510 | 16 030 | 12 400 | 10 630 |
| 2600    | 27 220              | 30 220                                                                             | 26 470 | 22 730 | 18 980 | 16 480 | 13 660 | 11 880 |
| 2700    | 28 120              | 30 680                                                                             | 26 920 | 23 170 | 19 420 | 16 760 | 14 710 | 13 110 |
| 2800    | 29 020              | 31 050                                                                             | 27 300 | 23 550 | 19 990 | 17 410 | 15 540 | 14 310 |
| 2900    | 29 910              | 32 490                                                                             | 28 720 | 24 940 | 21 260 | 18 410 | 16 800 | 15 480 |
| 3000    | 30 800              | 34 630                                                                             | 30 790 | 26 960 | 23 120 | 19 460 | 18 030 | 16 620 |
| 3100    | 31 660              | 36 630                                                                             | 32 770 | 28 890 | 25 970 | 21 150 | 19 230 | 17 780 |
| 3200    | 32 500              | 38 570                                                                             | 34 670 | 30 770 | 26 880 | 22 980 | 20 380 | 18 910 |
| 3300    | 33 360              | 40 440                                                                             | 36 520 | 32 600 | 28 680 | 24 770 | 21 500 | 20 010 |
| 3400    | 34 210              | 42 250                                                                             | 38 340 | 34 430 | 30 520 | 26 610 | 22 600 | 21 090 |
| 3500    | 35 050              | 43 970                                                                             | 40 030 | 36 090 | 32 150 | 28 210 | 23 670 | 22 130 |
| 3600    | 35 870              | 45 650                                                                             | 41 700 | 37 760 | 33 810 | 29 870 | 24 700 | 23 150 |
| 3700    | 36 670              | 47 250                                                                             | 43 310 | 39 370 | 35 430 | 31 490 | 25 790 | 24 140 |
| 3800    | 37 450              | 48 820                                                                             | 44 880 | 40 940 | 37 010 | 33 070 | 27 080 | 25 100 |
| 3900    | 38 230              | 50 320                                                                             | 46 390 | 42 460 | 38 540 | 34 600 | 28 330 | 25 550 |
| 4000    | 38 970              | 51 790                                                                             | 47 870 | 43 950 | 40 030 | 36 110 | 29 570 | 26 410 |
| 4100    | 39 710              | 53 190                                                                             | 49 280 | 45 370 | 41 470 | 37 570 | 30 770 | 27 850 |
| 4200    | 40 420              | 54 560                                                                             | 50 670 | 46 770 | 42 880 | 38 990 | 31 960 | 28 730 |
| 4300    | 41 120              | 55 880                                                                             | 52 000 | 48 130 | 44 250 | 40 380 | 33 130 | 29 570 |

Fuente: Tabla A4-1, (AASHTO, 2024)

En vigas de acero se evalúa tomado desde el eje del apoyo a un cuarto del ancho del patín.

**Tabla 43. Tabulación para un  $S=2400$  y una separación medida desde el eje hasta la sección de diseño (100 mm)**

| S (mm) | 0     | 75    | 100          | 150   |
|--------|-------|-------|--------------|-------|
| 2400   | 29140 | 25420 | <b>24180</b> | 21700 |

Fuente: Elaboración propia

En el eje del apoyo B:  $1N = 0.000102 \quad T$

MB (-) LL+IM =  $29140 \text{ N*mm/mm} = -2.97 \text{ T.m/m}$

En cara de viga (a 0.20m):

MB (-) LL+IM, izq =  $24180 \text{ N*mm/mm} = -2.47 \text{ T.m/m}$

MB (-) LL+IM, der =  $24180 \text{ N*mm/mm} = -2.47 \text{ T.m/m}$

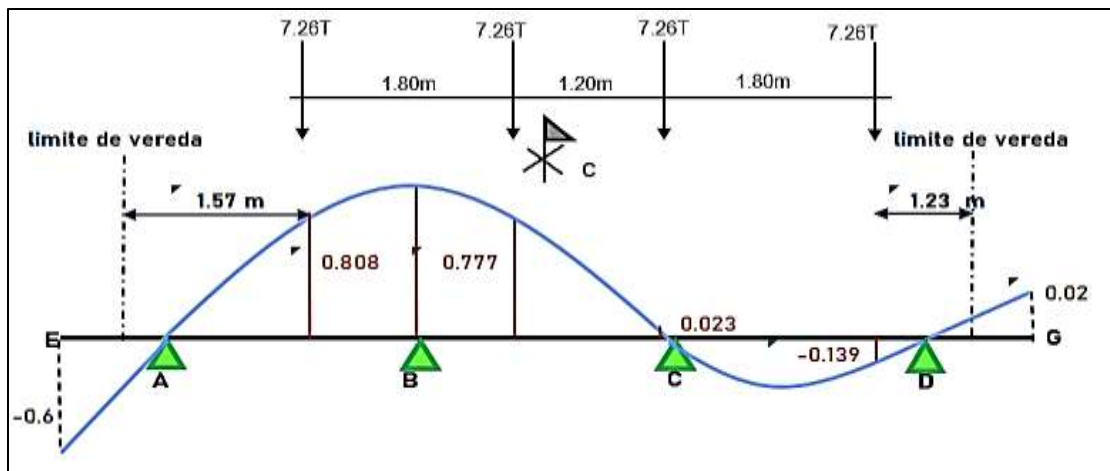
**Método C: Momentos modificados (Apéndice A3.1)**

$L = 2.40 \text{ m}$

**Figura 57. Para vigas de 3 tramos iguales se representa su línea de influencia, reacción en el apoyo interior**

|                                     |                                                                |                                                                                    |        |                                                                |     |        |
|-------------------------------------|----------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|--------|----------------------------------------------------------------|-----|--------|
| Tramo EA ( $-1.65 \leq X \leq 0$ )  | -----                                                          | $M_B = \frac{2}{3} X$                                                              |        |                                                                |     |        |
| Tramo AB ( $0 \leq X \leq 2.4$ )    | -----                                                          | $M_B = \frac{-75}{1728} X^3 + \frac{2}{3} X$                                       |        |                                                                |     |        |
| Punto critico:                      | <table border="1"><tr><td>X =</td><td>1.39 m</td></tr></table> | X =                                                                                | 1.39 m | <table border="1"><tr><td>Y =</td><td>0.808</td></tr></table>  | Y = | 0.808  |
| X =                                 | 1.39 m                                                         |                                                                                    |        |                                                                |     |        |
| Y =                                 | 0.808                                                          |                                                                                    |        |                                                                |     |        |
| Tramo BC ( $2.40 \leq X \leq 4.8$ ) | -----                                                          | $M_B = \frac{125}{1728} X^3 - \frac{120}{144} X^2 + \frac{32}{12} X - \frac{8}{5}$ |        |                                                                |     |        |
| Punto critico:                      | <table border="1"><tr><td>X =</td><td>3.19 m</td></tr></table> | X =                                                                                | 3.19 m | <table border="1"><tr><td>Y =</td><td>0.777</td></tr></table>  | Y = | 0.777  |
| X =                                 | 3.19 m                                                         |                                                                                    |        |                                                                |     |        |
| Y =                                 | 0.777                                                          |                                                                                    |        |                                                                |     |        |
| Tramo CD ( $4.80 \leq X \leq 7.2$ ) | -----                                                          | $M_B = \frac{-50}{1728} X^3 + \frac{90}{144} X^2 - \frac{52}{12} X + \frac{48}{5}$ |        |                                                                |     |        |
| Punto critico:                      | <table border="1"><tr><td>X =</td><td>6.19 m</td></tr></table> | X =                                                                                | 6.19 m | <table border="1"><tr><td>Y =</td><td>-0.139</td></tr></table> | Y = | -0.139 |
| X =                                 | 6.19 m                                                         |                                                                                    |        |                                                                |     |        |
| Y =                                 | -0.139                                                         |                                                                                    |        |                                                                |     |        |
| Tramo DG ( $7.2 \leq X \leq 8.85$ ) | -----                                                          | $M_B = \frac{1}{6} X - \frac{6}{5}$                                                |        |                                                                |     |        |

**Figura 58. Grafica de la línea de influencia en B y posiciones críticas del camión estándar.**



Fuente: Elaboración propia

Para determinar el momento en la cara del apoyo se hace uso de las líneas de influencia provenientes del análisis del momento flector y la reacción del apoyo evaluado en B:

$$M_L = M_{OL} + \frac{R \cdot B_N}{8}$$

\*Para un carril cargado:

$$M_{OL} = (7.26 T x - 0.246 m + 7.26 T x - 0.189 m) = -3.16 T m$$

$$R = (7.26 T x 0.808 + 7.26 T x - 0.777) = 11.51 T \text{ (11.42 T en SAP 2000)}$$

$$B_N = 2 \cdot 0.10 = 0.20 m$$

$$M_l = -3.16 T \cdot m + \frac{11.51 T \times (0.20 m)}{8} = -2.87 T \cdot m$$

Comprendiendo el factor de presencia múltiple "m"

$$M(-) = -2.87 T \cdot m \times 1.20 = -3.45 T \cdot m$$

el máximo momento negativo se obtendrá con un carril cargado, ya que con 2 carriles se obtienen ordenadas positivas.

En la cara de la viga, el momento negativo critico por carga dinámica y el ancho de franja es:

$$M(-)LL + IM = \frac{-3.45 Tn - m}{1.82} \times 1.33 = -2.52 Tn.m$$

Y en el eje del apoyo B el momento es:

$$M(-)LL + IM = \frac{-3.16 Tn - m}{1.82} \times 1.20 \times 1.33 = -2.77 Tn.m$$

**Tabla 44. Comparación de resultados de los momentos negativos por LL+IM, en B (T-m).**

| COMPARACION | M (-) LL+IM, izq | M (-) LL+IM, eje B | M (-) LL+IM, der |
|-------------|------------------|--------------------|------------------|
| MÉTODO A    | -2.17            | -2.65              | -2.12            |
| MÉTODO B    | -2.47            | -2.97              | -2.47            |
| MÉTODO C    | -2.52            | -2.77              | -2.52            |

Se evaluará para el diseño el método más crítico siendo A

**Tabla 45. Resumen de momentos negativos par cargas en B**

| Carga         | Tipo  | M (-) izq. T-m | M (-) eje T-m | M (-) der. T-m | Y (resistencia I) |
|---------------|-------|----------------|---------------|----------------|-------------------|
| Losa + vereda | DC    | -0.086         | -0.093        | -0.044         | 0.9 ó 1.25        |
| Asfalto       | DW    | -0.059         | -0.074        | -0.060         | 1.50              |
| carga viva    | LL+IM | -2.17          | -2.65         | -2.12          | 1.75              |

Por Resistencia I, se tiene para el diseño:

$$Mu = n [(1.25 \text{ o } 0.9) MDC + (1.50 \text{ o } 0.65) MDW + 1.75M(LL+IM)]$$

En el eje B:

$$Mu = 0.90x - 0.093 + 1.50x - 0.074 + 1.75x - 2.65 = -4.83 T.m$$

En la cara de la viga izquierda:

$$Mu = 1.25x - 0.086 + 1.50x - 0.059 + 1.75x - 2.17 = -4.00T.m$$

En la cara de la viga derecha:

$$Mu = 0.90x - 0.044 + 1.50x - 0.060 + 1.75x - 2.12 = -3.84T.m$$

El acero será diseñado con el valor mayor último de las dos caras de viga= -

4.00 T.m

### 3.2.Momentos Positivos

#### MÉTODO ANALÍTICO

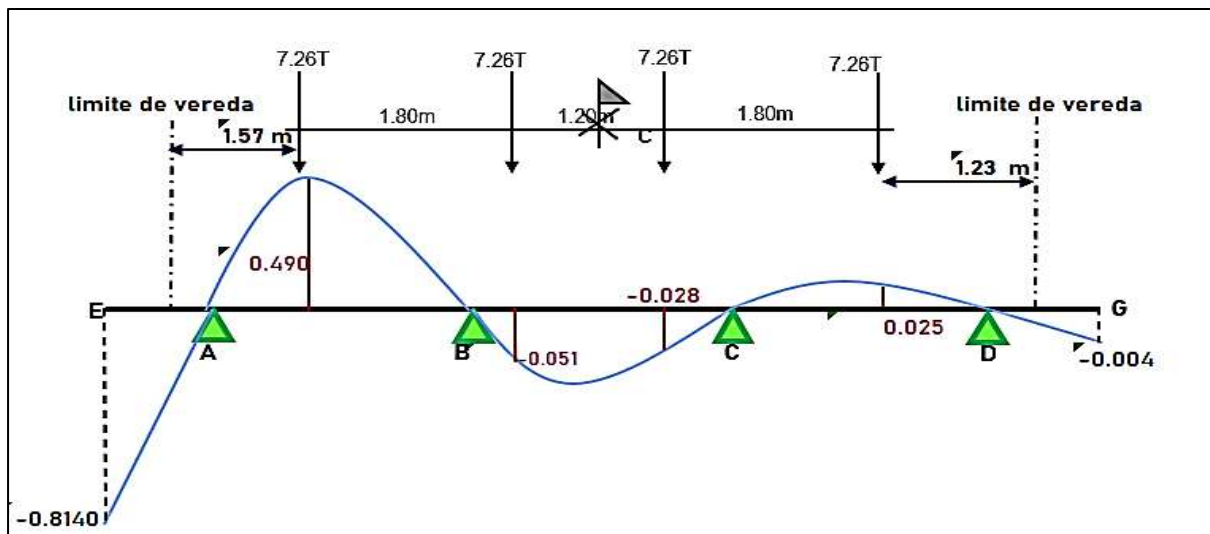
$$L=2.40 \text{ m} \dots\dots\dots //0.40*L=0.96\text{m}$$

Líneas de influencia en vigas de 3 tramos iguales, Momento flector a X =

0.4L(sección F):

|                                                                                                                                                                                                               |                                                                                    |        |     |        |  |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|--------|-----|--------|--|
| Tramo EA ( $-1.65 \leq X \leq 0$ ) -----                                                                                                                                                                      | $M = \frac{37}{75} X$                                                              |        |     |        |  |
| Tramo AF ( $0 \leq X \leq 0.96$ ) -----                                                                                                                                                                       | $M = \frac{8}{432} X^2 + \frac{37}{75} X$                                          |        |     |        |  |
| Punto critico : <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>X =</td><td>0.96 m</td></tr></table> ; <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>Y =</td><td>0.490</td></tr></table>  | X =                                                                                | 0.96 m | Y = | 0.490  |  |
| X =                                                                                                                                                                                                           | 0.96 m                                                                             |        |     |        |  |
| Y =                                                                                                                                                                                                           | 0.490                                                                              |        |     |        |  |
| Tramo FB ( $0.96 \leq X \leq 2.40$ ) -----                                                                                                                                                                    | $M = \frac{8}{432} X^2 - \frac{38}{75} X + \frac{24}{25}$                          |        |     |        |  |
| Punto critico : <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>X =</td><td>2.15 m</td></tr></table> ; <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>Y =</td><td>0.055</td></tr></table>  | X =                                                                                | 2.15 m | Y = | 0.055  |  |
| X =                                                                                                                                                                                                           | 2.15 m                                                                             |        |     |        |  |
| Y =                                                                                                                                                                                                           | 0.055                                                                              |        |     |        |  |
| Tramo BC ( $2.40 \leq X \leq 4.80$ ) -----                                                                                                                                                                    | $M = \frac{-10}{432} X^2 + \frac{54}{180} X^2 - \frac{92}{75} X + \frac{576}{375}$ |        |     |        |  |
| Punto critico : <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>X =</td><td>2.76 m</td></tr></table> ; <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>Y =</td><td>-0.051</td></tr></table> | X =                                                                                | 2.76 m | Y = | -0.051 |  |
| X =                                                                                                                                                                                                           | 2.76 m                                                                             |        |     |        |  |
| Y =                                                                                                                                                                                                           | -0.051                                                                             |        |     |        |  |
| Tramo CD ( $4.80 \leq X \leq 7.20$ ) -----                                                                                                                                                                    | $M = \frac{1}{216} X^2 - \frac{6}{60} X^2 + \frac{52}{75} X - \frac{576}{375}$     |        |     |        |  |
| Punto critico : <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>X =</td><td>5.76 m</td></tr></table> ; <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>Y =</td><td>0.025</td></tr></table>  | X =                                                                                | 5.76 m | Y = | 0.025  |  |
| X =                                                                                                                                                                                                           | 5.76 m                                                                             |        |     |        |  |
| Y =                                                                                                                                                                                                           | 0.025                                                                              |        |     |        |  |
| Tramo DG ( $7.20 \leq X \leq 8.85$ ) -----                                                                                                                                                                    | $M = \frac{-2}{75} X + \frac{72}{375}$                                             |        |     |        |  |

**Figura 59. Grafica que muestra para el momento flector la línea de influencia en  $X=0.40L$  y posiciones críticas del camión estándar.**



\* Para un carril cargado y ajustado por el factor de presencia múltiple "m"

$$M(+) = (7.26T \times 0.49m + 7.26TX - 0.051m) \times 1.20 = 3.82 T.m$$

\*Para dos carriles cargados

$$M(+) = (7.26T \times 0.49m + 7.26TX - 0.051m + 7.26x - 0.028m + 7.26 \times 0.025m) \times 1.00$$

$$= 3.16 T.m$$

\*Ancho de franja donde se distribuye (interior)

para M (+) Tabla 4.6.2.1.3-1

$$E (+) = 0.66 + 0.55 \times S'$$

$$E (+) = 1.98m$$

Por lo tanto, el momento crítico positivo, incorporando un 33% por acción de la carga dinámica para el estado de resistencia límite y una franja de ancho, es:

$$M(+)_LL + IM = \frac{3.82Tn - m}{1.98m} \times 1.33 = 2.57Tn - m$$

#### **METODO B: Utilizando la Tabla 45**

Para  $S=2.40$  m .....  $S(mm)=2400$

**Tabla 46. Tabla de máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho**

**N-mm/mm**

| Tabla 3.3 Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N-mm/mm<br>(Tabla A4-1, AASHTO) |                     |                                                                                    |        |        |        |        |        |        |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| S<br>mm                                                                                        | Momento<br>positivo | MOMENTO NEGATIVO                                                                   |        |        |        |        |        |        |
|                                                                                                |                     | Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo |        |        |        |        |        |        |
|                                                                                                |                     | 0,0 mm                                                                             | 75 mm  | 150 mm | 225 mm | 300 mm | 450 mm | 600 mm |
| 1300                                                                                           | 21 130              | 11 720                                                                             | 10 270 | 8940   | 7950   | 7150   | 6060   | 5470   |
| 1400                                                                                           | 21 010              | 14 140                                                                             | 12 210 | 10 340 | 8040   | 7670   | 5960   | 5120   |
| 1500                                                                                           | 21 050              | 16 320                                                                             | 14 030 | 11 720 | 9980   | 8240   | 5820   | 5250   |
| 1600                                                                                           | 21 190              | 18 400                                                                             | 15 780 | 13 160 | 11 030 | 8970   | 5910   | 4290   |
| 1700                                                                                           | 21 440              | 20 140                                                                             | 17 290 | 14 450 | 12 010 | 9710   | 6060   | 4510   |
| 1800                                                                                           | 21 790              | 21 690                                                                             | 18 660 | 15 630 | 12 930 | 10 440 | 6270   | 4790   |
| 1900                                                                                           | 22 240              | 23 050                                                                             | 19 880 | 16 710 | 13 780 | 11 130 | 6650   | 5130   |
| 2000                                                                                           | 22 780              | 24 260                                                                             | 20 960 | 17 670 | 14 530 | 11 770 | 7030   | 5570   |
| 2100                                                                                           | 23 380              | 26 780                                                                             | 23 190 | 19 580 | 16 060 | 12 870 | 7410   | 6080   |
| 2200                                                                                           | 24 040              | 27 670                                                                             | 24 020 | 20 370 | 16 740 | 13 490 | 7360   | 6730   |
| 2300                                                                                           | 24 750              | 28 450                                                                             | 24 760 | 21 070 | 17 380 | 14 570 | 9080   | 8050   |
| 2400                                                                                           | 25 500              | 29 140                                                                             | 25 420 | 21 700 | 17 980 | 15 410 | 10 870 | 9340   |
| 2500                                                                                           | 26 310              | 29 720                                                                             | 25 990 | 22 250 | 18 510 | 16 050 | 12 400 | 10 630 |
| 2600                                                                                           | 27 220              | 30 220                                                                             | 26 470 | 22 730 | 18 980 | 16 480 | 13 660 | 11 880 |
| 2700                                                                                           | 28 120              | 30 680                                                                             | 26 920 | 23 170 | 19 420 | 16 760 | 14 710 | 13 110 |
| 2800                                                                                           | 29 020              | 31 050                                                                             | 27 300 | 23 550 | 19 990 | 17 410 | 15 540 | 14 310 |
| 2900                                                                                           | 29 910              | 32 490                                                                             | 28 720 | 24 940 | 21 260 | 18 410 | 16 800 | 15 480 |
| 3000                                                                                           | 30 800              | 34 630                                                                             | 30 790 | 26 960 | 23 120 | 19 460 | 18 030 | 16 620 |
| 3100                                                                                           | 31 660              | 36 630                                                                             | 32 770 | 28 890 | 23 970 | 21 150 | 19 230 | 17 780 |
| 3200                                                                                           | 32 500              | 38 570                                                                             | 34 670 | 30 770 | 26 880 | 22 980 | 20 380 | 18 910 |
| 3300                                                                                           | 33 360              | 40 440                                                                             | 36 520 | 32 600 | 28 680 | 24 770 | 21 500 | 20 010 |
| 3400                                                                                           | 34 210              | 42 250                                                                             | 38 340 | 34 430 | 30 520 | 26 610 | 22 600 | 21 090 |
| 3500                                                                                           | 35 050              | 43 970                                                                             | 40 030 | 36 090 | 32 150 | 28 210 | 23 670 | 22 130 |
| 3600                                                                                           | 35 870              | 45 650                                                                             | 41 700 | 37 760 | 33 810 | 29 870 | 24 700 | 23 150 |
| 3700                                                                                           | 36 670              | 47 250                                                                             | 43 310 | 39 370 | 35 430 | 31 490 | 25 790 | 24 140 |
| 3800                                                                                           | 37 450              | 48 820                                                                             | 44 880 | 40 940 | 37 010 | 33 070 | 27 080 | 25 100 |
| 3900                                                                                           | 38 230              | 50 320                                                                             | 46 390 | 42 460 | 38 540 | 34 600 | 28 330 | 25 550 |
| 4000                                                                                           | 38 970              | 51 790                                                                             | 47 870 | 43 950 | 40 030 | 36 110 | 29 570 | 26 410 |
| 4100                                                                                           | 39 710              | 53 190                                                                             | 49 280 | 45 370 | 41 470 | 37 570 | 30 770 | 27 850 |
| 4200                                                                                           | 40 420              | 54 560                                                                             | 50 670 | 46 770 | 42 880 | 38 990 | 31 960 | 28 730 |
| 4300                                                                                           | 41 120              | 55 880                                                                             | 52 000 | 48 130 | 44 250 | 40 380 | 33 130 | 29 570 |

Fuente: Elaboración propia

| momento Positivo: |       |
|-------------------|-------|
| S (mm)            | (+)   |
| 2400              | 25500 |

$$M (+) LL+IM = 25500 \text{ N*mm/mm} = 2.60 \text{ Tm/m}$$

**METODO C: Momentos corregidos (Apéndice A3.1)**

\*Para un carril cargado:

Utilizando la línea de influencia del momento flector en  $X = 0.4L$ ,

En la ecuación I, el momento en el vehículo referido a su eje debe ser reducido para que concuerde con la ordenada máxima,  $X=0.4L$ , la carga es prolongada en un ancho de 0.51 más el grosor de la losa.

$$ML = MOL - \frac{P * Bp}{8}$$

$$MOL = (7.26 T \times 0.49m) = 3.56T.m$$

$$P = 7.26T$$

$$Bp = 0.51 + e_{losa} = 0.71m$$

$$Ml = 3.56 - \frac{7.26T(0.71m)}{8} = 2.91T.m$$

incorporando el factor de presencia múltiple "m", la modificación se desprecia en el otro eje del vehículo:

$$M(+) = (2.91T.m + 7.26Tx - 0.05T.m) \times 1.20m = 3.05T.m$$

Por lo tanto, el momento obtenido crítico, adicionando un 33% por acción de la carga dinámica para el estado de resistencia limite y una franja de ancho es:

$$M(+)_LL + IM = \frac{3.05tn - m}{1.98} \times 1.33 = 2.05Tn - m$$

Resultados:

Momento positivo en T-m debido a LL+IM evaluado en F, es:

| COMPARACION | M (+) LL+IM |
|-------------|-------------|
| MÉTODO A    | <b>2.57</b> |
| MÉTODO B    | <b>2.60</b> |
| MÉTODO C    | <b>2.05</b> |

Se optará por el método A, para el proceso de diseño:

**Tabla 47. Resultados obtenidos de los momentos positivos por cargas evaluados en f**

| Carga         | Tipo  | M (+) eje T-m | Y (resistencia I) |
|---------------|-------|---------------|-------------------|
| Losa + vereda | DC    | -0.345        | 0.90              |
| Asfalto       | DW    | 0.042         | 1.50              |
| carga viva    | LL+IM | 2.57          | 1.75              |

Evaluando el estado de Resistencia I se obtiene para el diseño

$$M_u = n [(1.25 \text{ o } 0.9) MDC + (1.50 \text{ o } 0.65) MDW + 1.75M(LL+IM)]$$

$$M_u = (0.90x - 0.345 + 1.50x0.042 + 1.75x2.57) = \mathbf{4.25T.m}$$

#### 4.3.1.4. Caculo para hallar el acero

D.1. Refuerzo en zona de momento negativo en sentido perpendicular al del tráfico.

$$M_u = -4.00 \text{ Tn-m}$$

$$d = 14.365 \text{ cm}$$

$$a = 0.95$$

$$A_s (-) = 7.62 \text{ cm}$$

$$a = 1.35 \text{ cm}$$

$$c = 1.582 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \emptyset = 1/2'' \\ r = 5.00 \text{ cm} \end{array} \right\} z = 5.64 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 1.29 \text{ cm}^2$$

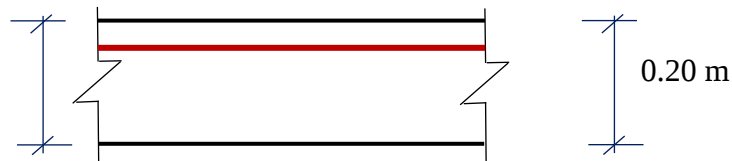
\*Cálculo factor de resistencia a la flexión  $\emptyset$  (5.5.4.2-2)

$$\left. \begin{array}{l} \emptyset = 1.86 \\ \emptyset = 0.90 \end{array} \right\} \emptyset = 0.90$$

Usar  $\emptyset \frac{1}{2}'' @ 0.15 \text{ m}$

$$S = 0.169 \text{ m}$$

ACERO MINIMO



Siendo  $Fr = 2.01 * (f'c)^{0.5} = 2.01 * (280)^{0.5} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$

$$Sc = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6666.67 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento crítico (Mcr) para acero ASTM A615-Grado 60

$$Mcr = 1.1 * fr * Sc = 1.1 * 33.63 * 6666.67 = 246647 = 2.47 \text{ T.m}$$

1.33 el momento factorado de las combinaciones en estado limite

$$1.33 * Mu = 1.33 * 4.00 = 5.32 \text{ T.m}$$

Se elije el valor menor = 2.47 T.m

Cantidad de acero propuesta=  $1.29 \text{ cm}^2 / 0.15 \text{ m} = 8.60 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$Mu = 0.90 * f'y * As * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 442310 \text{ kg.cm} = 4.42 \text{ T.m}$$

$$Mu = 4.42 \text{ T.m} > 2.47 \text{ tn.m} \dots \dots \dots \text{Ok cumple!}$$

D.2. Refuerzo en zona de momento positivo en sentido perpendicular al del tráfico.

$$Mu = -4.25 \text{ Tn.m}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

$$a = 1.10$$

$$As (-) = 6.89 \text{ cm}$$

$$a = 1.22 \text{ cm}$$

$$c = 1.43 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \emptyset = 1/2'' \\ r = 2.50 \text{ cm} \end{array} \right\} z = 3.15 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 1.29 \text{ cm}^2 ($$

\*Cálculo factor de resistencia a la flexión  $\emptyset$  (5.6.4.2-2)

$$\left. \begin{array}{l} \emptyset = 2.27 \\ \emptyset = 0.90 \end{array} \right\} \emptyset = 0.90$$

Usar  $\emptyset 1/2'' @ 0.19 \text{ m}$



$$S = 0.19 \text{ m}$$

ACERO MINIMO

$$\text{Siendo } Fr = 2.01 * (f'c)^{0.5} = 2.01 * (280)^{0.5} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$Sc = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6666.67 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento crítico (Mcr) para acero ASTM A615-Grado 60

$$Mcr = 1.1 * fr * Sc = 1.1 * 33.63 * 6666.67 = 246647 = 2.47 \text{ T.m}$$

1.33 el momento factorado de las combinaciones en estado limite

$$1.33 * Mu = 1.33 * 4.25 = 5.65 \text{ T.m}$$

Se elije el valor menor = 2.47 T.m

$$\text{Cantidad de acero propuesta} = 1.29 \text{ cm}^2 / 0.19 \text{ m} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = 1.20 \text{ cm}$$

$$Mu = 0.90 * f'y * As * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 417452 \text{ kg.cm} = 4.17 \text{ T.m}$$

$$Mu = 4.17 \text{ T.m} > 2.47 \text{ tn.m} \dots \dots \dots \text{Ok cumple!}$$

### D.3. ACERO DE TEMPERATURA

Para  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ;

$$Ast = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)} \cdot \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}\right) \dots \dots \dots (5.10.6 - 1)$$

$$Ast = \frac{0.18 * 1050 * 20}{2 * (1050 + 20)} = 1.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq Ast \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \dots (5.10.6-2)$$

Se usará:

$$Ast = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset = 3/8$$

$$\text{Área} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S=0.30 \text{ m}$$

Acero máximo de temperatura

$$\left. \begin{array}{l} S_{\max}=3*t=0.60 \text{ m} \\ S_{\max}=0.45 \text{ m} \end{array} \right\} S_{\min}=0.30 \text{ m} \quad \boxed{\text{Usar } \varnothing 3/8'' @ 0.30 \text{ m}}$$

#### D.4. Refuerzo de distribución

Se adiciona en el sentido secundario un porcentaje de acero en la zona de momento positivo ubicado en la parte inferior de la losa, equivalente a: distancia entre caras de vigas (S) = 2.00 m

$$\% = \frac{121}{S^{0.5}} \leq 67\% \dots \dots \dots (\text{Art. 9.7.3.2})$$

$$\% = \frac{121}{(1.75)^{0.5}} = 85.6\% > 67\%$$

$$\% = 67\%$$

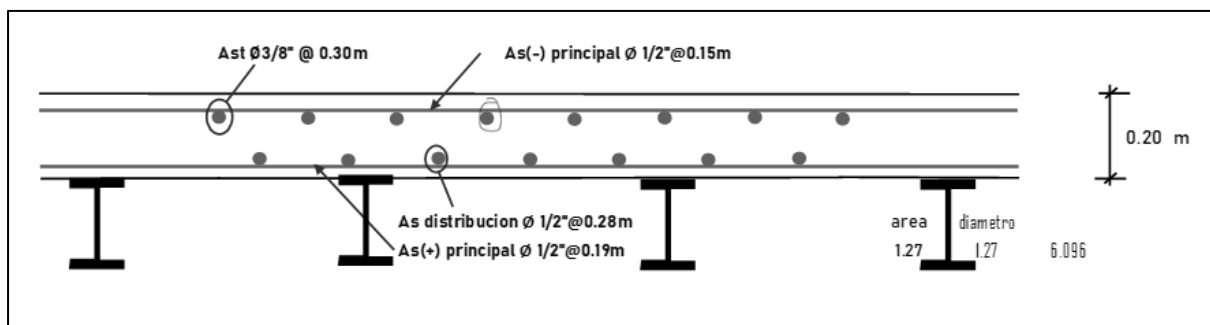
$$A_{s \text{ repart}} = 0.67 * (6.79) = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 1/2$$

$$S = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{4.55 \text{ cm}^2} = 0.28 \text{ m}$$

$$\boxed{\text{Usar } \varnothing 1/2'' @ 0.28 \text{ m}}$$

**Figura 60. Distribución de acero en la armadura**



**REVISION DEBIDO A LA FISURACION DE ACUERDO CON LA ARMADURA DISTRIBUIDA (Art.5.6.7)**

### E.1) ACERO PRINCIPAL NEGATIVO:

\*Momento actuante

Utilizando una sección fisurada por grieta evaluado en una franja de: 0.15 m de ancho, en el diseño por estado límite de servicio I,  $n=nD*nR*nI = 1$

$$M_s = n(1.0MDC + 1.0MDW + 1.0MLL + IM)$$

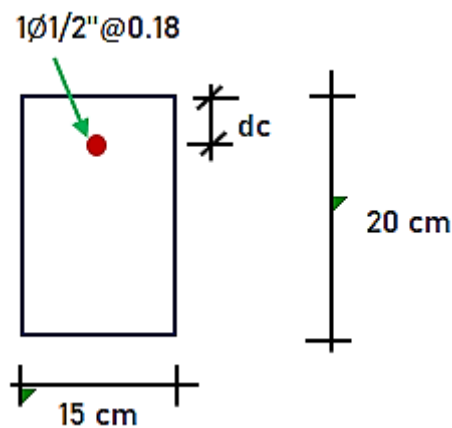
$$M_s = 1.0(1.0x - 0.086 + 1.0x - 0.059 + 1.0x - 2.17)$$

$$M_s = -2.32 \text{ T.m/m}$$

Para una franja tributaria de 0.15m

$$M_s = (-2.32 \text{ tm/m}) * (0.15) = -0.347968 \text{ tn -m}$$

**Figura 61. Franja de losa para el cálculo**



Fuente: Elaboración propia

\*Ubicación eje neutro

$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$  (módulo de elasticidad del acero corrugado)

$E_c = 256018 \text{ kg/cm}^2$

$n = 8$

$d_c = 5.44 \text{ cm}$

$A_{st} = 10.32 \text{ cm}^2$

Momentos respecto del eje neutro para determinar “y”

$$8 * y^2 = 10.32(14.37 - y)$$

$$y = 3.81 \text{ cm}$$

\*Esfuerzo resistente del acero bajo condiciones de servicio.

$$Jd = d - \frac{y}{3} = 13.09 \text{ cm}$$

El esfuerzo del acero es:

$$F_{ss} = \frac{M_s}{(jd) * A_s} = 2059.937 \frac{kg}{cm^2} < 0.6 * f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima armadura:

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 * (h - dc)} = 1.56$$

Para una exposición severa, con  $\gamma_e = 0.75$

$$S_{max} = \frac{125000x\gamma_e}{\beta_s x f_{ss}} - 2x_{dc} = 17.9 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots \dots \text{Ok cumple!}$$

### **Acero principal positivo:**

\*Momento actuante

Utilizando una sección fisurada por grieta evaluado en una franja de: 0.19 m de ancho, en el diseño por estado límite de servicio I,  $n=n_D * n_R * n_l = 1$

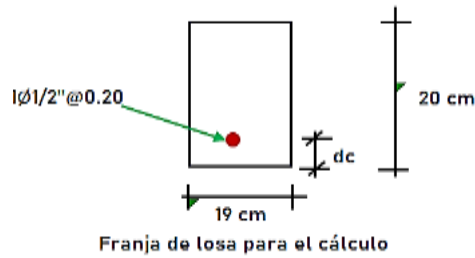
$$M_s = n(1.0MDC + 1.0MDW + 1.0MLL + IM)$$

$$M_s = 1.00 (1.00x - 0.345 + 1.0x0.042 + 1.0x2.57)$$

$$M_s = 2.27 \text{ T.m/m}$$

Para una franja tributaria de 0.19m.

$$M_s = \left( 2.27 \text{ Tn} \cdot \frac{m}{m} \right) * 0.19 = 0.43 \text{ Tn.m}$$



\*Ubicación eje neutro

$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$  (módulo de elasticidad del acero corrugado)

$E_c = 256018 \text{ kg/cm}^2$

$n = 8$

$d_c = 3.14 \text{ cm}$

$A_{st} = 10.32 \text{ cm}^2$

Momentos en relación con el eje neutro, para determinar "y":

$$10 * y^2 = 10.32(16.87 - y)$$

$$y = 3.77 \text{ cm}$$

\*Esfuerzo acero bajo cargas servicio

$$Jd = d - \frac{y}{3} = 15.61 \text{ cm}$$

el esfuerzo del acero es:

$$F_{ss} = \frac{M_s}{(jd) * A_s} = 2138.571 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6 * f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima armadura:

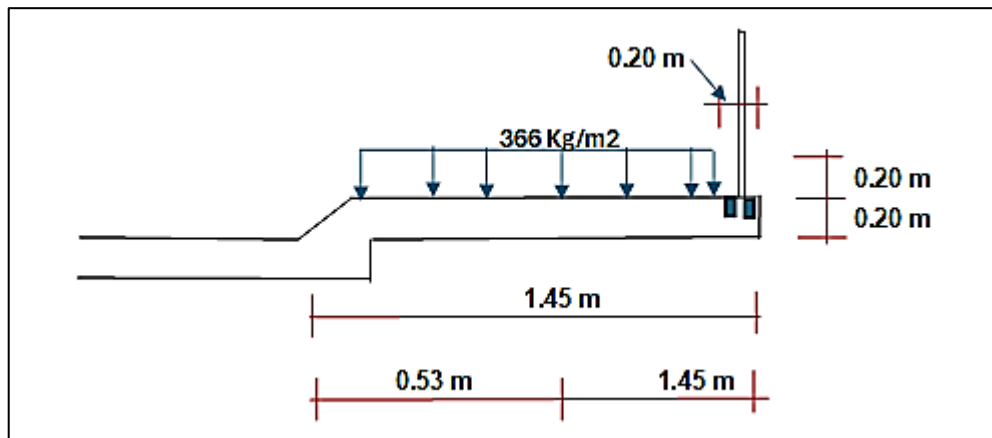
$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} = 1.27$$

Para una exposición severa, con  $\gamma_e = 0.75$

$$S_{max} = \frac{125000 \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c = 28.4 \text{ cm} > 19 \text{ cm} \dots \dots \text{Ok cumple}$$

#### 4.3.2. Diseño de Vereda (Volado)

**Figura 62. Idealización de cargas de vereda**



Fuente: Elaboración propia

a) Cuantificación de cargas:

a.1. Carga muerta (Cm):

$$P_{propio\ vereda} = 0.2m * 1m * 2.4\ t/m^3 = 0.48\ t/m$$

$$P_{baranda} = 0.202\ t$$

$$P_{borde} = 0.20m * 0.20m * 1m * 2.4t/m^3 = 0.096\ t$$

a.2. Carga viva (Cv):

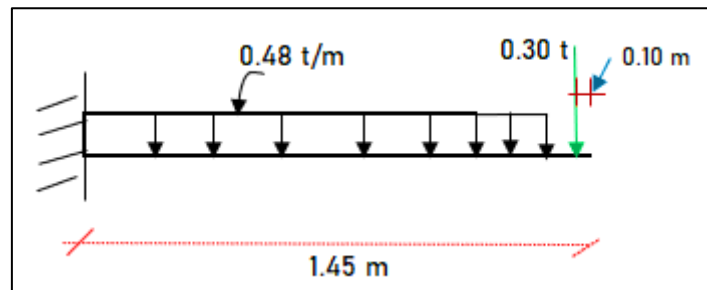
$$sobrecarga = 1m * 0.366\ t/m^2 = 0.366\ t/m$$

b) Cálculo de Momentos:

b.1. Momento por Carga muerta:

$$M_D = \frac{P_{vereda} * long.volado^2}{2} + P_{baranda} * (long.volado - 0.10m) = 0.91\ t.m$$

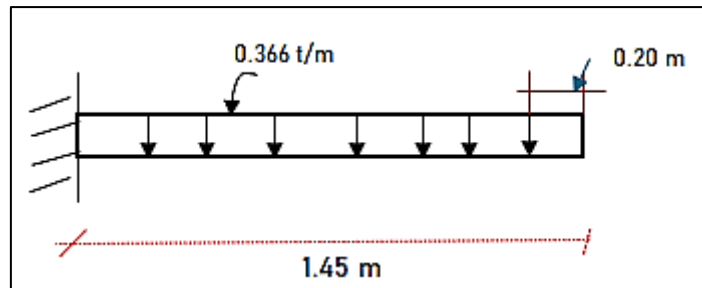
**Figura 63. Idealización de carga muerta en vereda**



Fuente: Elaboración propia

b.2. Momentos por Carga Viva:

$$M_L = \frac{S/C * (long.volado - 0.20)^2}{2} = 0.286\ t.m$$



Considerando varillas de 3/8" y un recubrimiento  $r = 3\text{ cm}$

El peralte efectivo

$$d = h_{\text{volado}} - r - \frac{\phi}{2} \quad \phi \text{ 3/8} = 0.95$$

$$d = 16.53 \text{ cm}$$

Momento último:

$$M_u = 1.4M_D + 1.7M_L$$

$$m = \frac{fy}{0.85f'_c} = 17.65$$

$$M_u = 1.76 \text{ t.m}$$

$$K = \frac{M_u}{b_e d^2} = 6.43 \quad \longrightarrow \quad \rho = \frac{1}{m} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{0.9fy}} \right] = 0.0018$$

$$\rho = 0.0018 < \rho_{\min} = 0.0018$$

Entonces:  $A_s = \rho * b * d = 2.97 \text{ cm}^2$   $\phi \text{ 3/8} \rightarrow A = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\begin{array}{l} 2.97 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_{3/8"} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 2.97 \text{ cm}^2 \\ 0.71 \text{ cm}^2 \end{array}} \right\} S_{3/8"} = 23.87 \text{ cm}$$

Usar  $\emptyset \text{ 3/8"} @ 0.23 \text{ m}$  (Acero principal)

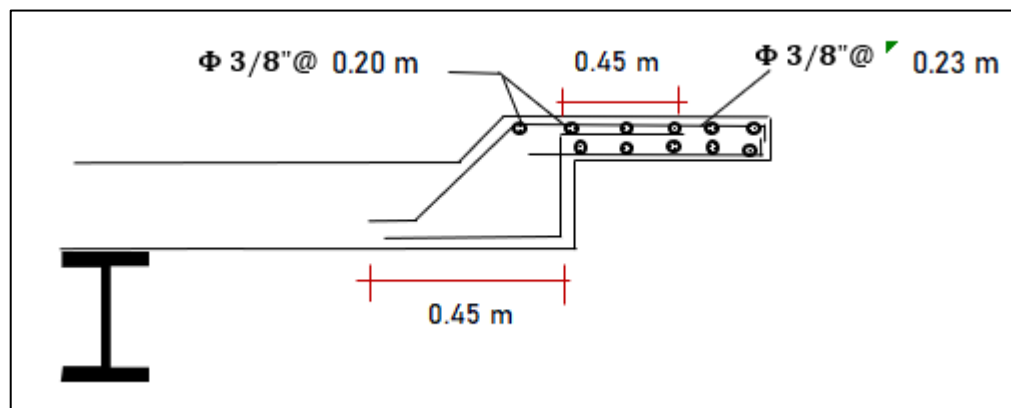
Acero Transversal y Temperatura

$$A_s = \rho * b * t = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} 3.60 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_{3/8"} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 3.60 \text{ cm}^2 \\ 0.71 \text{ cm}^2 \end{array}} \right\} S_{3/8"} = 20 \text{ cm}$$

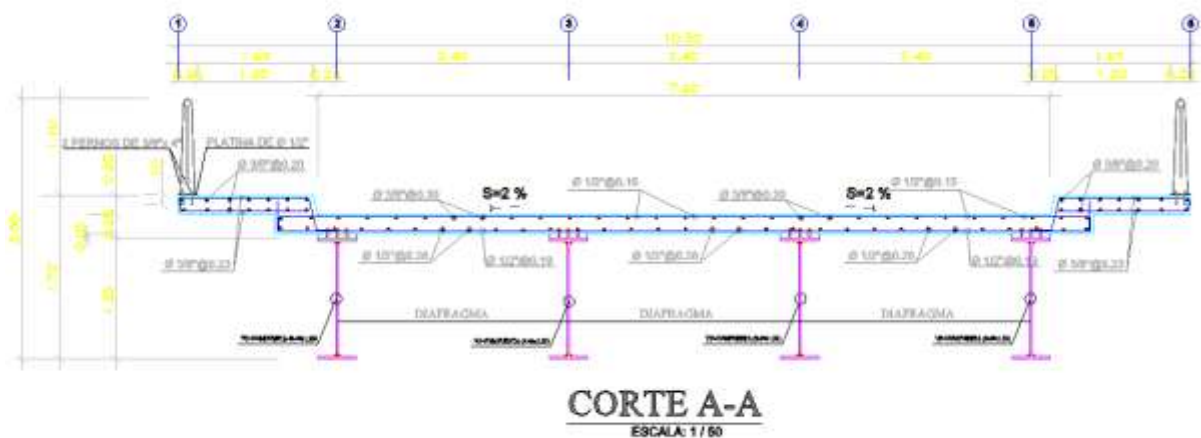
Usar  $\emptyset \text{ 3/8"} @ 0.20\text{m}$  (Acero transversal y de temperatura)

**Figura 64. Distribución de acero en la vereda**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 65. Corte transversal de la plataforma que muestra el acero en losa y vereda**



Fuente: Elaboración propia

### 4.3.3. Diseño de vigas de acero

#### I. PREDIMENSIONAMIENTO

##### 4.3.3.1. Requerimientos para el predimensionamiento de las vigas de acero

Se realizó el predimensionamiento de la viga de acero, para el patín superior, inferior y el alma. Se propuso la sección compuesta teniendo en cuenta la luz y tipo de puente, haciendo uso de la tabla (2.5.2.6.3-1 AASHTO) para cumplir el requerimiento mínimo del peralte de la viga de acero soldada. Así mismo, se propuso el ancho y espesor

del patín inferior, superior y el alma de la viga de acero, haciendo uso de la tabla (1-43)

Espesor del alma en función de la altura.

**Tabla 48.** *Para estructuras de peralte constante se tiene los peraltes mínimos de acuerdo con la siguiente tabla*

| <b>Material</b> | <b>Tipo</b>                                                                | <b>Tramos simples</b> | <b>Tramos continuos</b> |
|-----------------|----------------------------------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| <b>Acero</b>    | Profundidad total de una viga doble T compuesta                            | 0.040L                | 0.032L                  |
|                 | Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta | 0.033L                | 0.027L                  |
|                 | Cerchas                                                                    | 0.100L                | 0.100L                  |

Fuente: AASHTO

Donde:

S: Luz del tramo de losa (m)

L: Luz del tramo de puente (m)

**Tabla 49.** *Espesor del alma en función de la altura (criterios de dominio común)*

| <b>Condición</b> | <b>Valor</b> |
|------------------|--------------|
|------------------|--------------|

|                                             |                            |
|---------------------------------------------|----------------------------|
| Para hviga < 600 mm y para cargas reducidas | $T_w = 6 - 8 \text{ mm}$   |
| Para hviga < 1000 mm y para cargas media    | $T_w = 10 - 12 \text{ mm}$ |
| Para hviga > 1000 mm y para cargas pesadas  | $T_w > 12 \text{ mm}$      |

Fuente: Dominio público

**a) Peralte predimensionamiento**

Se tiene una luz entre ejes de estribos de 37.5 metros.

Viga de acero:  $0.032L = 1.20 \text{ m}$

Sección compuesta  $0.027L = 1.01\text{m}$

**b) Propuesta de la viga de acero soldada:**

- Patín superior: 40 cm x 2.50 cm
- Patín inferior: 40 cm x 2.50 cm
- Alma: 120 cm x 1.5 cm

$d = 125 \text{ cm}$ , área =  $380 \text{ cm}^2$ , peso =  $0.0380 \times 7850 \text{ kg/m}^2 = 298 \text{ kg/m}$

**c) Verificación de peraltes mínimos**

- Altura de la viga de acero: 125 cm
- Altura de la viga compuesta: 150 cm

**d) Revisión de la geometría de la sección**

1. Patín de compresión

- Proporciones del alma:

**Alma carente de rigidizadores longitudinales**

$$\frac{D}{tw} \leq 150 \quad (6.10.2.1.1 - 1 \text{ AASHTO})$$

$$D = \frac{120}{1.5} \leq 150$$

$D = 80 \leq 150$  OK!  
**Alma con rigidizadores**

$$\frac{D = hw}{tw} \leq 300 \quad (6.10.2.1.2 - 1 AASTHO)$$

$$D = \frac{120}{1.5} \leq 300$$

$$D = 80 \leq 300 \quad OK!$$

- Proporciones del patín

**Patín superior (compresión)**

$$\frac{bf}{2tf} \leq 12 \quad (6.10.2.2 - 1 AASHTO)$$

$$\frac{40}{2(2.50)} \leq 12$$

$$8 \leq 12 \quad (OK)$$

$$bf \geq \frac{D}{6} \quad (6.10.2.2 - 2 AASHTO)$$

$$40cm \geq \frac{120cm}{6}$$

$$40cm \geq 20 \text{ cm} \quad (OK)$$

$$tf \geq 1.1 \text{ tw} \quad (6.10.2.2 - 3 AASHTO)$$

$$2.50cm \geq 1.1 (1.5cm)$$

$$2.50cm \geq 1.65 \text{ cm} \quad (OK)$$

**Patín inferior (tensión)**

Teniendo las mismas dimensiones del patín superior, la sección cumple las revisiones.

**e) Relación de inercias de patines**

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (6.10.2.2 - 4 \text{ AASHTO})$$

### **Cálculo de la inercia del patín en compresión y tensión**

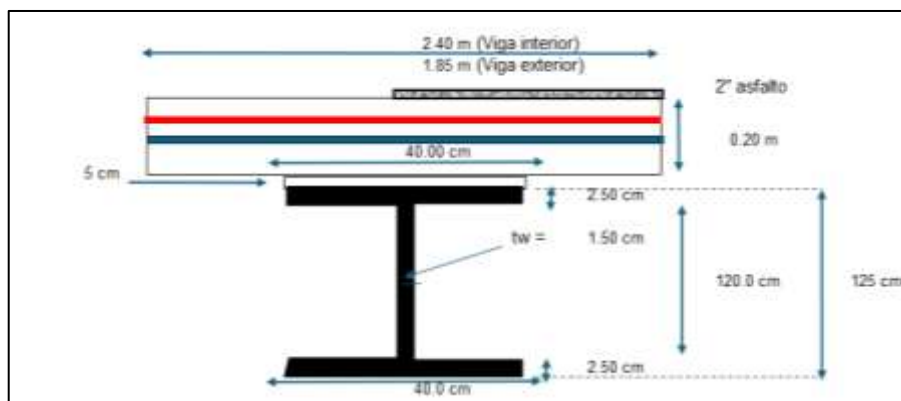
$$I_{ypatíncomp} = \frac{2.5(40^3)}{12} = 13333.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{ypatíntens} = \frac{2.5(40^3)}{12} = 13333.3 \text{ cm}^4$$

$$0.1 \leq \frac{13333.3 \text{ cm}^4}{13333.3 \text{ cm}^4} \leq 10$$

$$0.1 \leq 1.00 \leq 10 \quad (OK)$$

**Figura 66. Sección compuesta de Viga interior**



Fuente. Elaboración propia

## **II. VIGAS PRINCIPAL INTERIOR – CARGAS DE DISEÑO**

### **4.3.3.2. Viga principal interior – cargas de diseño**

#### **Momentos de flexión y cortantes máximos por cargas**

##### **1. Carga muerta (DC)**

##### Cargas antes que el concreto fragüe (DC1)

En esta fase del proceso constructivo las cargas son soportadas únicamente por las vigas de acero (no existe la acción compuesta), se consideran las cargas que existen al momento.

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \times 2.40 \times 2400 = 1152 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 298 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{otros}} = \text{diaf} + \text{PLs} + \text{sold. (estimamos 15\% } W_{\text{viga}}) = 45 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{engrose}} = 0.05 \times 0.40 \times 2320 = 46 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{WDC1} = 1541 \text{ Kg/m}$$

Para el proceso constructivo se agregará además las cargas temporales de encofrado (50Kg/m<sup>2</sup>) y la carga viva de instalación (100 kg/m<sup>2</sup>)

$$WDC_{\text{enconf.}} = 50 \times 2.40 = 120 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{WPL} = 100 \times 2.40 = \mathbf{240 \text{ Kg/m}}$$

Luego que el concreto fragüe estas cargas temporales no serán consideradas.

#### Cargas posteriores agregadas (DC2)

Consideramos aquí la carga permanente agregada luego que el concreto ha fraguado (veredas y barandas); la sección ya actúa de manera compuesta.

$$W_{\text{vereda}} = 0.28 \times 2400 = 672 \text{ Kg/m}$$

- Cálculo del peso de la baranda

En el apartado 2.1.4.3.4.2.4.2 (Manual de puentes MTC) señala lo siguiente: los postes de barandas peatonales deben ser diseñados para una sobrecarga sobre el elemento ubicado en su centro de gravedad, en un punto sobre la superficie de la vereda. El valor correspondiente a la sobrecarga localizada en los postes evaluado para PLL en kips, será determinado como:

$$P_{LL} = 0.20 + 0.050L \quad (2.1.4.3.4.2.4.2-1)$$

Donde:

L = espaciamiento entre postes (ft)

$$P_{LL} = 0.20 + 0.050\left(\frac{1.5}{0.3048}\right)$$

$$P_{LL} = 202.3 \text{ Kg}$$

En un metro líneas  $b = 100 \text{ cm}$

$W_{\text{baranda}} = 202.3 \text{ Kg/m}$

$W_{\text{DC2}} = W_{\text{vereda}} + W_{\text{baranda}} = 874 \text{ Kg/m}$

Según lo indicado en el ítem 4.6.2.2.1, señala que las cargas fijas en el tablero, como el peso de las barreas, se debe distribuir en todas las vigas de manera uniforme.

$W_{\text{DC2}} = W_{\text{vereda}} + W_{\text{baranda}} = (874 \text{ Kg/m} \times 2) / 4 \text{ vigas} = 437.2 \text{ Kg/m}$

## 2. Cargas por superficie de rodamiento e instalaciones (DW)

Superficie de rodadura (2" asfalto) extendida en la amplitud tributaria de 2.40m.

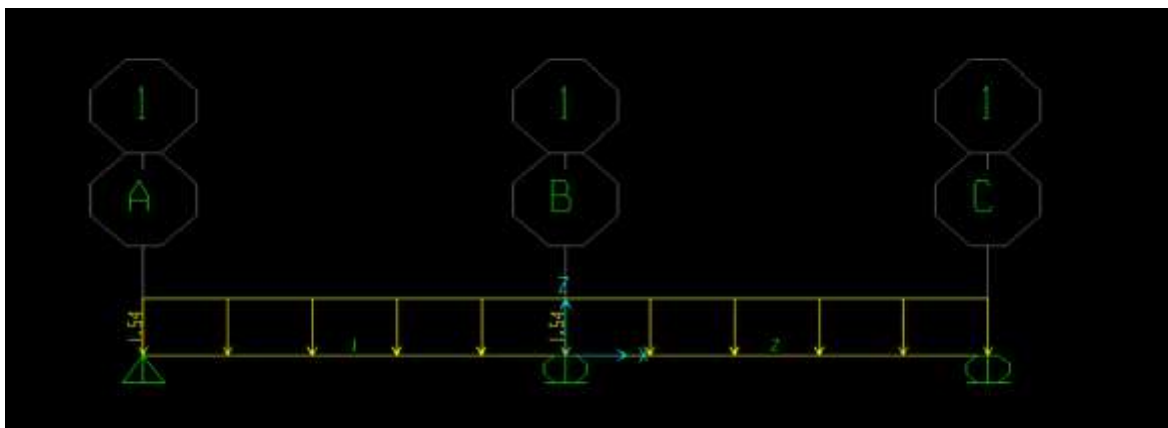
**Peso de asfalto 2" =**  $0.05 \times 2.4 \times 2240 \text{ Kg/m}^3 = 269 \text{ Kg/m}$

## 3. Cargas viva y efecto de la carga dinámica (LL+IM)

Con la carga HL-93 se calcula la envolvente de S/C trazando secciones en cada decimo de luz del puente.

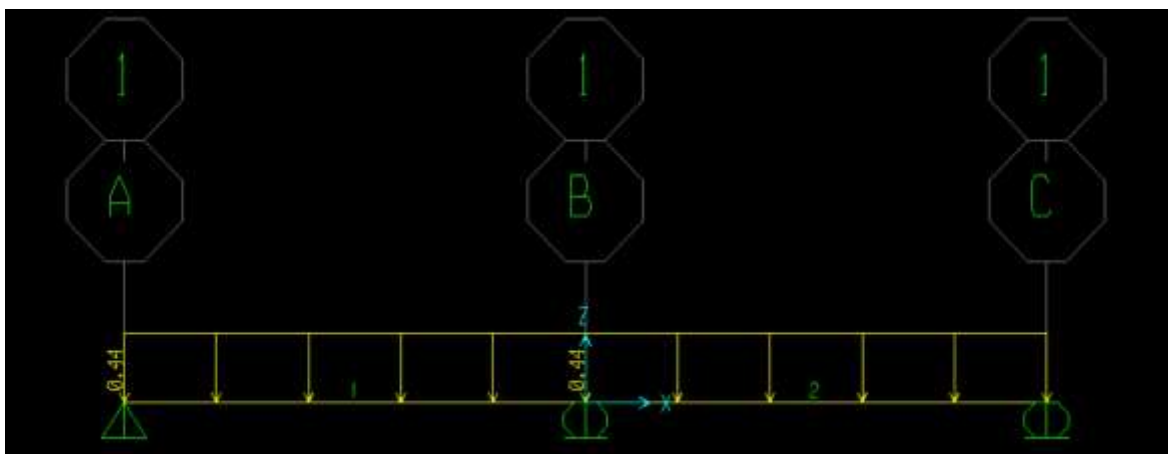
Los resultados de esfuerzos por flexión y corte debido a las cargas aplicadas se muestran en la tabla adjunta (se utilizó software SAP 2000). Donde se incluye el factor de 0.33 para por impacto y 0.15 por efecto de fatiga.

**Figura 67. Modelado de cargas DC1 en el software SAP 2000**



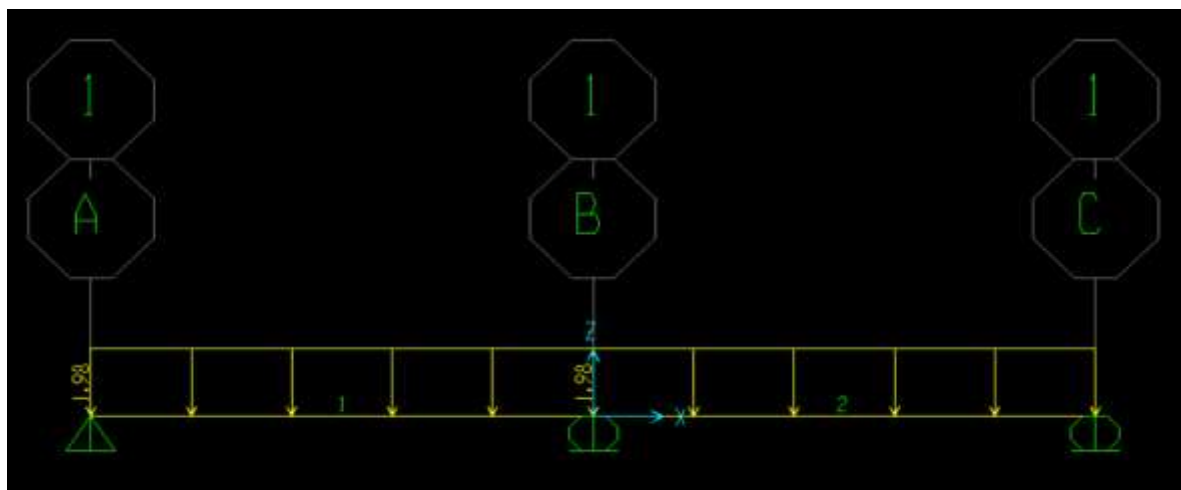
Fuente. Elaboración propia

**Figura 68.** Modelado de cargas DC2 en el software SAP 2000



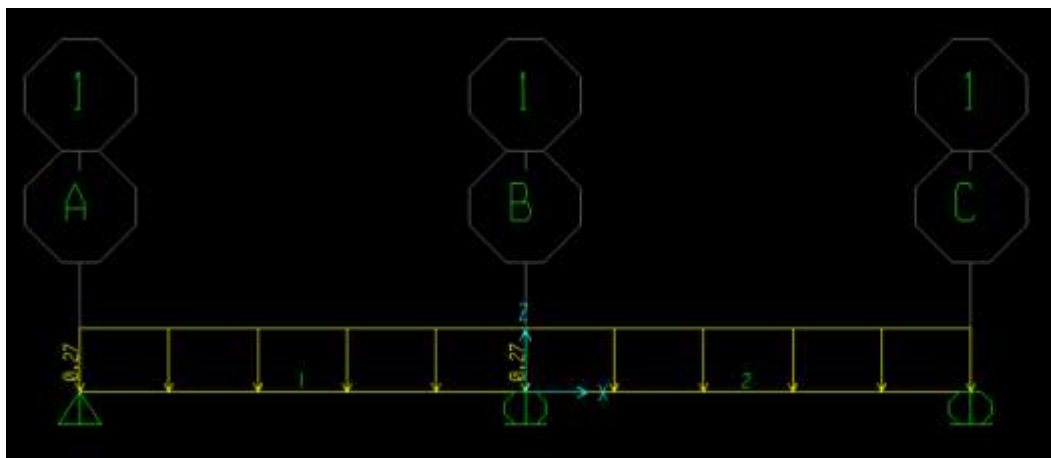
Fuente. Elaboración propia

**Figura 69.** Modelado de cargas DC en el software SAP 2000



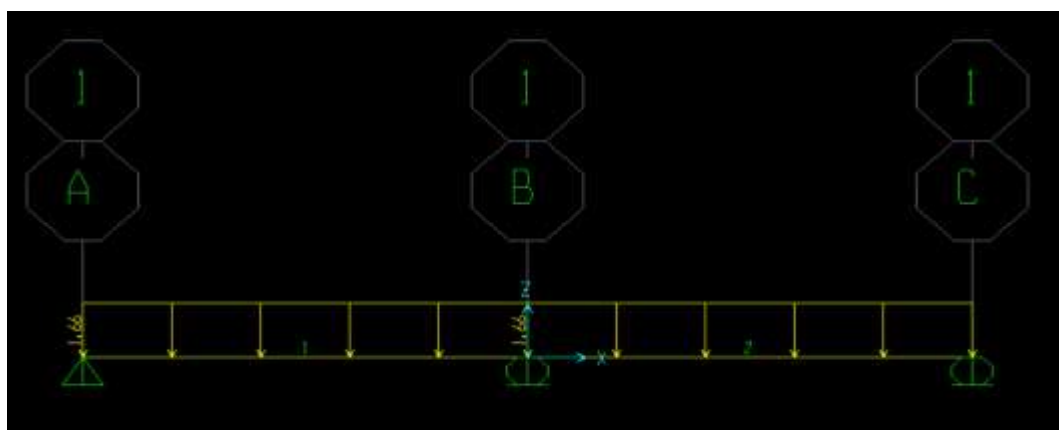
Fuente. Elaboración propia

**Figura 70.** Modelado de cargas DW en el software SAP 2000



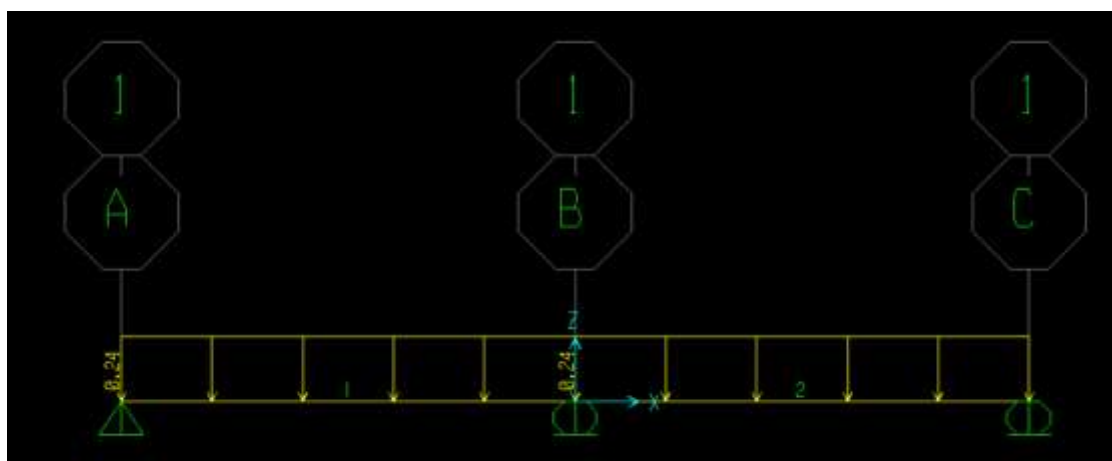
Fuente. Elaboración propia

**Figura 71. Modelado de cargas DC' en el software SAP 2000**



Fuente. Elaboración propia

**Figura 72. Modelado de cargas PL en el software SAP 2000**



Fuente. Elaboración propia

**Tabla 50. Esfuerzos de flexión en secciones cada décimo de luz en la viga interior**

FLEXIÓN EN SECCIONES (T-m) - VIGA INTERIOR

| Sección | Tramo | MDC1    | MDC2   | MDC     | MDW    | MDC'    | MPL    | M(LL+IM)<br>(Máx) | M(LL+IM)<br>(Mín) | gM(LL+IM) | M(Fat + IM)<br>(Máx) | M(Fat + IM)<br>(Mín) | gM(Fat+IM) |            |
|---------|-------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|-------------------|-------------------|-----------|----------------------|----------------------|------------|------------|
| 0       |       | 0.00    | 0.00   | 0.00    | 0.00   | 0.00    | 0.00   | 0.00              | 0.00              | 0.00      | 0.00                 | 0.00                 | 0.00       |            |
| 3.75    |       | 70.43   | 19.98  | 90.43   | 12.30  | 75.94   | 10.97  | 176.14            | -23.53            | 95.23     | 96.17                | -12.39               | 37.74      |            |
| 7.5     |       | 119.20  | 33.82  | 153.05  | 20.81  | 128.51  | 18.56  | 302.50            | -47.07            | 163.55    | 162.30               | -24.78               | 63.69      |            |
| 11.25   |       | 146.29  | 41.50  | 187.83  | 25.54  | 157.72  | 22.78  | 381.90            | -70.60            | 206.48    | 203.90               | -37.17               | 80.01      |            |
| 15      |       | 151.71  | 43.04  | 194.79  | 26.48  | 163.57  | 23.63  | 414.73            | -94.13            | 224.23    | 216.50               | -49.56               | 84.96      |            |
| 18.75   | 1     | 135.46  | 38.43  | 173.93  | 23.65  | 146.05  | 21.10  | 406.26            | -117.67           | 219.65    | 210.07               | -61.95               | 82.43      |            |
| 22.5    |       | 97.55   | 27.68  | 125.25  | 17.03  | 105.17  | 15.19  | 363.40            | -141.20           | 196.47    | 191.85               | -74.34               | 75.29      |            |
| 26.25   |       | 37.96   | 10.77  | 48.74   | 6.63   | 40.92   | 5.91   | 282.29            | -164.73           | 152.62    | 151.09               | -86.73               | 59.29      | sección 08 |
| 30      |       | -43.30  | -12.28 | -55.60  | -7.56  | -46.68  | -6.74  | 169.45            | -190.32           | -102.90   | 91.16                | -99.12               | -38.89     | sección 09 |
| 33.75   |       | -146.23 | -41.49 | -187.75 | -25.53 | -157.65 | -22.77 | 63.48             | -267.03           | -144.37   | 35.31                | -111.51              | -43.76     | sección 10 |
| 37.5    |       | -270.83 | -76.84 | -347.74 | -47.28 | -291.99 | -42.18 | 0.00              | -423.49           | -228.96   | 0.00                 | -123.89              | -48.62     |            |
| Sección | Tramo | MDC1    | MDC2   | MDC     | MDW    | MDC'    | MPL    | M(LL+IM)<br>(Máx) | M(LL+IM)<br>(Mín) | gM(LL+IM) | M(Fat + IM)<br>(Máx) | M(Fat + IM)<br>(Mín) | gM(Fat+IM) |            |
| 0       |       | -270.83 | -76.84 | -347.74 | -47.28 | -291.99 | -42.18 | 0.00              | -423.49           | -228.96   | 0.00                 | -123.89              | -48.62     | sección 10 |
| 3.75    |       | -146.23 | -41.49 | -187.75 | -25.53 | -157.65 | -22.77 | 63.48             | -267.03           | -144.37   | 35.31                | -111.51              | -43.76     | sección 11 |
| 7.5     |       | -43.30  | -12.28 | -55.60  | -7.56  | -46.68  | -6.74  | 169.45            | -190.32           | -102.90   | 91.16                | -99.12               | -38.89     | sección 12 |
| 11.25   |       | 37.96   | 10.77  | 48.74   | 6.63   | 40.92   | 5.91   | 282.29            | -164.73           | 152.62    | 151.09               | -86.73               | 59.29      |            |
| 15      |       | 97.55   | 27.68  | 125.25  | 17.03  | 105.17  | 15.19  | 363.40            | -141.20           | 196.47    | 191.85               | -74.34               | 75.29      |            |
| 18.75   | 2     | 135.46  | 38.43  | 173.93  | 23.65  | 146.05  | 21.10  | 406.26            | -117.67           | 219.65    | 210.07               | -61.95               | 82.43      |            |
| 22.5    |       | 151.71  | 43.04  | 194.79  | 26.48  | 163.57  | 23.63  | 414.73            | -94.13            | 224.23    | 216.50               | -49.56               | 84.96      |            |
| 26.25   |       | 146.29  | 41.50  | 187.83  | 25.54  | 157.72  | 22.78  | 381.90            | -70.60            | 206.48    | 203.90               | -37.17               | 80.01      |            |
| 30      |       | 119.20  | 33.82  | 153.05  | 20.81  | 128.51  | 18.56  | 302.50            | -47.07            | 163.55    | 162.30               | -24.78               | 63.69      |            |
| 33.75   |       | 70.43   | 19.98  | 90.43   | 12.30  | 75.94   | 10.97  | 176.14            | -23.53            | 95.23     | 96.17                | -12.39               | 37.74      |            |
| 37.5    |       | 0.00    | 0.00   | 0.00    | 0.00   | 0.00    | 0.00   | 0.00              | 0.00              | 0.00      | 0.00                 | 0.00                 | 0.00       |            |

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 51. Esfuerzos de corte en secciones cada décimo de luz en la viga interior**

CORTANTE EN SECCIONES (T) - VIGA INTERIOR

| Sección | Tramo | VDC1   | VDC2   | VDC    | VDW   | VDC'   | VPL   | V(LL+IM) | gV(LL+IM) | Vfat(LL+IM)<br>máx | Vfat(LL+IM)<br>mín | gVfat(LL+IM)m<br>ax | gVfat(LL+IM)<br>)mín |
|---------|-------|--------|--------|--------|-------|--------|-------|----------|-----------|--------------------|--------------------|---------------------|----------------------|
| 0       | 1     | 21.67  | 6.15   | 27.83  | 3.78  | 23.36  | 3.38  | 54.98    | 44.88     | 30.72              | -3.30              | 17.30               | -1.86                |
| 3.75    |       | 15.89  | 4.51   | 20.41  | 2.77  | 17.13  | 2.48  | 46.31    | 37.81     | 26.20              | -3.33              | 14.75               | -1.88                |
| 7.5     |       | 10.11  | 2.87   | 12.99  | 1.76  | 10.90  | 1.58  | 38.18    | 31.17     | 21.82              | -4.58              | 12.29               | -2.58                |
| 11.25   |       | 4.34   | 1.23   | 5.57   | 0.76  | 4.67   | 0.68  | 30.62    | 25.00     | 17.62              | -7.40              | 9.92                | -4.17                |
| 15      |       | -1.44  | -0.41  | -1.85  | -0.25 | -1.56  | -0.22 | 23.77    | 19.41     | 13.69              | -11.53             | 7.71                | -6.49                |
| 18.75   |       | -7.22  | -2.05  | -9.27  | -1.26 | -7.79  | -1.12 | -29.78   | -24.31    | 10.07              | -15.91             | 5.67                | -8.96                |
| 22.5    |       | -13.00 | -3.69  | -15.70 | -2.27 | -14.02 | -2.02 | -36.75   | -30.00    | 6.79               | -20.09             | 3.83                | -11.32               |
| 26.25   |       | -18.78 | -5.33  | -24.11 | -3.28 | -20.25 | -2.92 | -43.73   | -35.70    | 4.09               | -24.02             | 2.30                | -13.53               |
| 30      |       | -24.56 | -6.97  | -31.53 | -4.28 | -26.48 | -3.82 | -50.61   | -41.32    | 2.36               | -27.62             | 1.33                | -15.56               |
| 33.75   |       | -30.34 | -8.61  | -38.95 | -5.29 | -32.71 | -4.72 | -57.30   | -46.78    | 1.00               | -30.88             | 0.56                | -17.39               |
| 37.5    |       | -36.12 | -10.25 | -46.37 | -6.30 | -38.94 | -5.62 | -63.71   | -52.01    | 0.00               | -33.73             | 0.00                | -18.99               |
| Sección | Tramo | VDC1   | VDC2   | VDC    | VDW   | VDC'   | VPL   | V(LL+IM) | gV(LL+IM) | Vfat(LL+IM)<br>máx | Vfat(LL+IM)<br>mín | gVfat(LL+IM)m<br>ax | gVfat(LL+IM)<br>)mín |
| 0       | 2     | 36.12  | 10.25  | 46.37  | 6.30  | 38.94  | 5.62  | 63.71    | 52.01     | 0.00               | 33.73              | 0.00                | 18.99                |
| 3.75    |       | 30.34  | 8.61   | 38.95  | 5.29  | 32.71  | 4.72  | 57.30    | 46.78     | -1.00              | 30.88              | -0.56               | 17.39                |
| 7.5     |       | 24.56  | 6.97   | 31.53  | 4.28  | 26.48  | 3.82  | 50.61    | 41.32     | -2.36              | 27.62              | -1.33               | 15.56                |
| 11.25   |       | 18.78  | 5.33   | 24.11  | 3.28  | 20.25  | 2.92  | 43.73    | 35.70     | -4.09              | 24.02              | -2.30               | 13.53                |
| 15      |       | 13.00  | 3.69   | 15.70  | 2.27  | 14.02  | 2.02  | 36.75    | 30.00     | -6.79              | 20.09              | -3.83               | 11.32                |
| 18.75   |       | 7.22   | 2.05   | 9.27   | 1.26  | 7.79   | 1.12  | 29.78    | 24.31     | -10.07             | 15.91              | -5.67               | 8.96                 |
| 22.5    |       | 1.44   | 0.41   | 1.85   | 0.25  | 1.56   | 0.22  | -23.77   | -19.41    | -13.69             | 11.53              | -7.71               | 6.49                 |
| 26.25   |       | -4.34  | -1.23  | -5.57  | -0.76 | -4.67  | -0.68 | -30.62   | -25.00    | -17.62             | 7.40               | -9.92               | 4.17                 |
| 30      |       | -10.11 | -2.87  | -12.99 | -1.76 | -10.90 | -1.58 | -38.18   | -31.17    | -21.82             | 4.58               | -12.29              | 2.58                 |
| 33.75   |       | -15.89 | -4.51  | -20.41 | -2.77 | -17.13 | -2.48 | -46.31   | -37.81    | -26.20             | 3.33               | -14.75              | 1.88                 |
| 37.5    |       | -21.67 | -6.15  | -27.83 | -3.78 | -23.36 | -3.38 | -54.98   | -44.88    | -30.72             | 3.30               | -17.30              | 1.86                 |

Fuente. Elaboración propia

A continuación, se muestra el cálculo de los factores “g” de distribución de carga viva utilizados:

#### 4. Factores de distribución de carga viva (g)

El % de momento flector por carga viva (g) distribuido a una viga interior es:

##### 4.1. flexión

$$I_x = 966417 \text{ cm}^4$$

$$A = 380.0 \text{ cm}^2$$

$$n = 8 \rightarrow 255 \leq f'c \left( \frac{kg}{cm^2} \right) < 326 \rightarrow f'c = 280 kg/cm^2$$

$$y_1 = 62.5 \text{ cm}$$

$$t_s = 20 \text{ cm}$$

$$e_g = 77.50 \text{ cm} \rightarrow e_g = \frac{t_s}{2} + engrose + Y_1$$

$$K_g = n(I_v + A * e_g^2)$$

$$K_g = 25886992 \text{ cm}^4$$

Para:

$$L = 75 \text{ m}$$

$$S = 2.40 \text{ m}$$

Caso de un carril cargado:

$$g = 0.06 + \left( \frac{S}{4.3} \right)^{0.4} \left( \frac{S}{L} \right)^{0.3} \left( \frac{kg}{Lt_s^3} \right)^{0.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.2b-1 AASHTO})$$

Cálculo de la expresión:

$$\left( \frac{kg}{Lt_s^3} \right)^{0.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.1-3 AASHTO})$$

$$\left( \frac{kg}{Lt_s^3} \right)^{0.1} = 1.46$$

$$g = 0.06 + \left( \frac{2.40}{4.3} \right)^{0.4} \left( \frac{2.40}{75} \right)^{0.3} (1.72) = 0.471$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2b} - 1 \text{ AASHTO})$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2.40}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{2.40}{75}\right)^{0.2} (1.72) = 0.541 \quad (\text{CRÍTICO})$$

#### 4.2. Corte

Sección en región positiva o negativa:

El % de cortante g distribuido a una viga interior es:

**Caso evaluando la carga en un carril:**

$$g = 0.36 + \frac{S}{7.6} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.3a} - 1 \text{ AASHTO})$$

$$g = 0.36 + \frac{2.40}{7.6}$$

$$g = 0.676$$

**Caso evaluando la carga en dos carriles:**

$$g = 0.2 + \frac{s}{3.6} - \left(\frac{s}{10.7}\right)^2 \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.3a} - 1 \text{ AASHTO})$$

$$g = 0.2 + \frac{2.40}{3.6} - \left(\frac{2.4}{10.7}\right)^2$$

$$g = 0.816 \quad (\text{CRÍTICO})$$

#### 4.3. Fatiga (Art. 6.10.5.1)

a) Flexión

El % de momento g distribuido a una viga interior analizado en un solo carril y evaluando el camión de fatiga sin considerar el factor de presencia múltiple tiene como valor igual a  $m = 1.2$  como especifica la siguiente tabla:

**Tabla 52. Factor m de presencia múltiple (Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO)**

| Número de carriles cargados | Factor de presencia múltiple, m |
|-----------------------------|---------------------------------|
| 1                           | 1.20                            |
| 2                           | 1.00                            |

|    |      |
|----|------|
| 3  | 0.85 |
| >3 | 0.85 |

$$g = \frac{0.471}{1.20} = 0.392$$

a) Corte

$$g = \frac{0.676}{1.20} = 0.563$$

## 5. Resumen de esfuerzos y combinaciones en Viga Interior

Combinaciones consideradas:

RESISTENCIA I: 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL+IM)

SERVICIO: DC + DW + 1.3 (LL+IM)

CONSTRUCCIÓN: 1.25 DC' + 1.50 PL

FATIGA I: 1.75 Fat (LL+IM)

A continuación, la siguiente tabla muestra los esfuerzos que se generan debido al corte y la flexión en la viga interior determinado para el diseño.

**Esfuerzos de flexión y corte en secciones cada décimo de luz en la viga interior**

**Tabla 53. Esfuerzos de diseño en viga interior**

| Sección | Tramo | Mu (Flexión en T-m) |             |              |           | Vu (Corte en T-m) |             |        |                |                |
|---------|-------|---------------------|-------------|--------------|-----------|-------------------|-------------|--------|----------------|----------------|
|         |       | Resistencia I       | Servicio II | Construcción | Fatiga I  | Resistencia I     | Servicio II | Const. | Fatiga I (Máx) | Fatiga I (mín) |
| 0       | 1     | 0                   | 0           | 0            | 0         | 118.97            | 89.93       | 34.27  | 30.2641        | -3.2553        |
| 3.75    |       | 300.72              | 228.44      | 111.38       | 76.58385  | 95.8              | 72.31       | 25.13  | 25.8132        | -3.2848        |
| 7.5     |       | 513.16              | 389.75      | 188.48       | 129.23727 | 73.4              | 55.25       | 15.99  | 21.4946        | -4.5169        |
| 11.25   |       | 640.02              | 485.93      | 231.33       | 162.36242 | 51.82             | 38.8        | 6.86   | 17.3574        | -7.2944        |
| 15      |       | 681.69              | 517.27      | 239.89       | 172.39842 | -35.4             | -26.4       | -2.28  | 13.4845        | -11.3636       |
| 18.75   |       | 643.23              | 487.53      | 214.21       | 167.2756  | -56               | -42.12      | -11.42 | 9.9191         | -15.6732       |
| 22.5    |       | 531.25              | 401.63      | 154.25       | 152.77239 | -76.75            | -57.95      | -20.56 | 6.6942         | -19.7978       |
| 26.25   |       | 342.09              | 256.84      | 60.02        | 120.30999 | -97.5             | -73.68      | -29.7  | 4.0255         | -23.6717       |
| 30      |       | -263.69             | -198.98     | -68.47       | -78.92603 | -118.12           | -89.51      | -38.83 | 2.3272         | -27.2189       |
| 33.75   |       | -529.54             | -403.86     | -231.23      | -88.79178 | -138.46           | -105.04     | -47.97 | 0.9828         | -30.422        |
| 37.5    |       | -912.47             | -697.25     | -428.25      | -98.65753 | -158.4            | -120.26     | -57.11 | 0              | -33.2324       |
| Sección | Tramo | Mu (Flexión en T-m) |             |              |           | Vu (Corte en T-m) |             |        |                |                |
|         |       | Resistencia I       | Servicio II | Construcción | Fatiga I  | Resistencia I     | Servicio II | Const. | Fatiga I (Máx) | Fatiga I (mín) |
| 0       | 2     | -912.47             | -697.25     | -428.25      | -98.65753 | 165.0665          | 125.5946    | 57.11  | 0              | 33.2324        |
| 3.75    |       | -529.54             | -403.86     | -231.23      | -88.79178 | 144.0657          | 109.5182    | 47.97  | -0.9828        | 30.422         |
| 7.5     |       | -263.69             | -198.98     | -68.47       | -78.92603 | 122.6546          | 93.137      | 38.83  | -2.3272        | 27.2189        |
| 11.25   |       | 342.09              | 256.84      | 60.02        | 120.30999 | 100.9722          | 76.5542     | 29.7   | -4.0255        | 23.6717        |
| 15      |       | 531.25              | 401.63      | 154.25       | 152.77239 | 79.1479           | 59.866      | 20.56  | -6.6942        | 19.7978        |
| 18.75   |       | 643.23              | 487.53      | 214.21       | 167.2756  | 57.3382           | 43.1888     | 11.42  | -9.9191        | 15.6732        |
| 22.5    |       | 681.69              | 517.27      | 239.89       | 172.39842 | 35.6668           | 26.6142     | 2.28   | -13.4845       | 11.3636        |
| 26.25   |       | 640.02              | 485.93      | 231.33       | 162.36242 | -52.619           | -39.4454    | -6.86  | -17.3574       | 7.2944         |
| 30      |       | 513.16              | 389.75      | 188.48       | 129.23727 | -75.2645          | -56.7436    | -15.99 | -21.4946       | 4.5169         |
| 33.75   |       | 300.72              | 228.44      | 111.38       | 76.58385  | -98.7387          | -74.6574    | -25.13 | -25.8132       | 3.2848         |
| 37.5    |       | 0                   | 0           | 0            | 0         | -122.9677         | -93.1319    | -34.27 | -30.2641       | 3.2553         |

Fuente. Elaboración propia

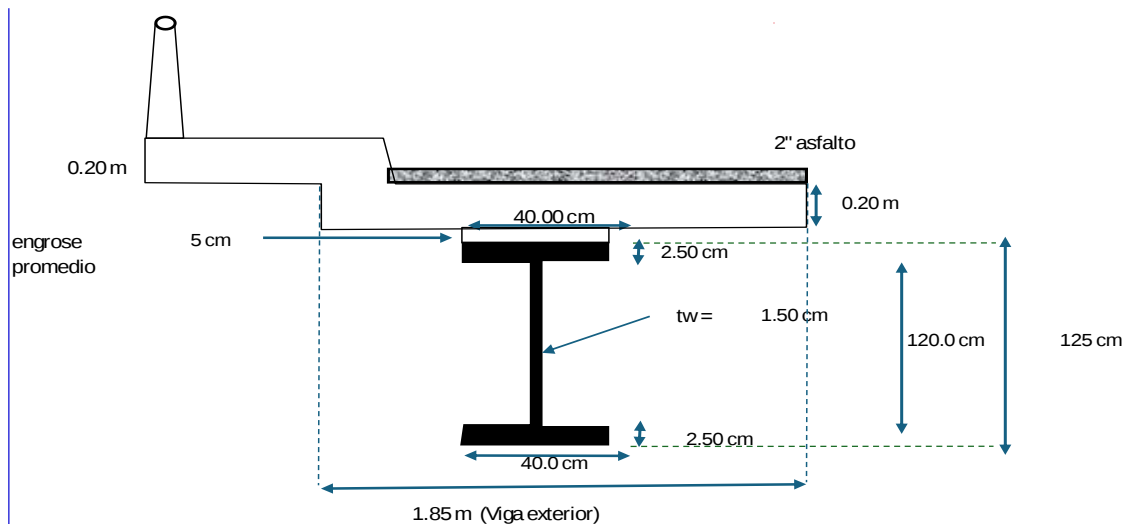
### III. VIGA PRINCIPAL EXTERIOR – CARGAS DE DISEÑO

#### 4.3.3.3. Viga principal exterior – cargas de diseño

##### Momentos de flexión y cortantes máximos por cargas

##### 1) Carga muerta (DC)

**Figura 73. Viga exterior de sección compuesta**



Fuente: Elaboración propia

##### Cargas antes que el concreto fragüe (DC1)

$W_{losa} = 888 \text{ Kg/m}$

$W_{viga} = 298 \text{ Kg/m}$

$W_{otros} = 45 \text{ Kg/m}$

$W_{engrose} = 46 \text{ Kg/m}$

**$WDC1 = 1277 \text{ Kg/m}$**

Para el proceso constructivo se agregará además las cargas temporales de encofrado ( $50 \text{ Kg/m}^2$ ) y la carga viva de instalación ( $100 \text{ kg/m}^2$ )

$WDC \text{ encof} = 92.5 \text{ Kg/m}$

**$WPL = 185 \text{ Kg/m}$**

Luego que el concreto fragüe estas cargas temporales no serán consideradas.

### **Cargas posteriores agregadas (DC2)**

Consideramos aquí la carga permanente agregada luego que el concreto está en la fase endurecida (veredas y barandas); la sección se empieza a comportar de manera compuesta.

$$W_{\text{vereda}} = 0.28 \times 2400 = 672 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{baranda}} = 202.3 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{DC2}} = W_{\text{vereda}} + W_{\text{baranda}} = (874 \text{ Kg/m} \times 2) / 4 \text{ vigas} = 437.2 \text{ Kg/m}$$

### **2) Cargas por superficie de rodamiento e instalaciones (DW)**

Superficie de rodadura (2" asfalto) extendida en la amplitud tributaria de 1.40m.

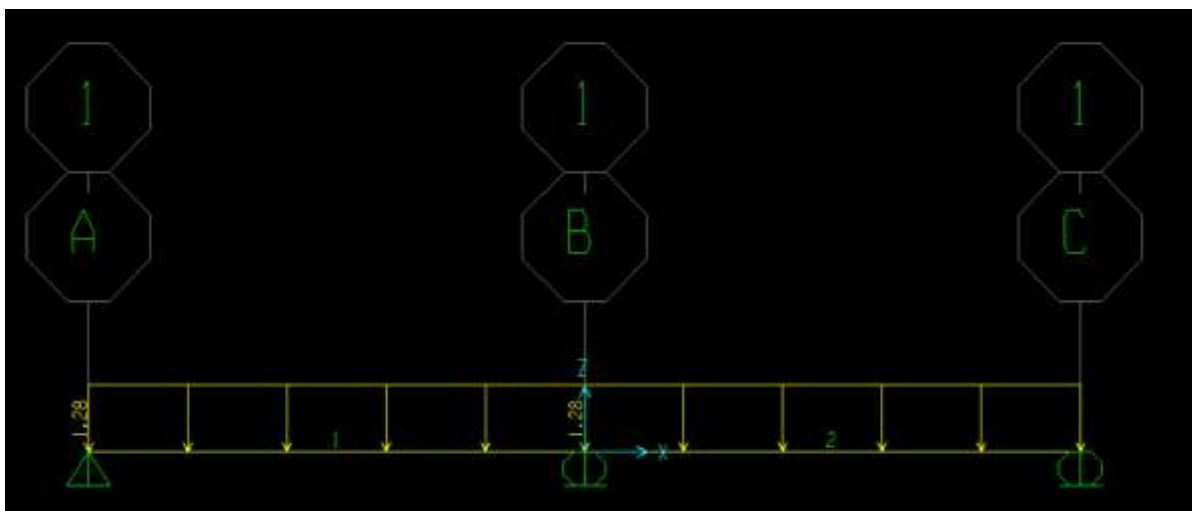
$$\text{Peso del asfalto 2"} = 0.05 \times 1.85 \times 2240 \text{ Kg/m}^3 = 207.2 \text{ Kg/m}$$

### **3) Cargas vivas evaluando la acción del efecto dinámico (LL+IM)**

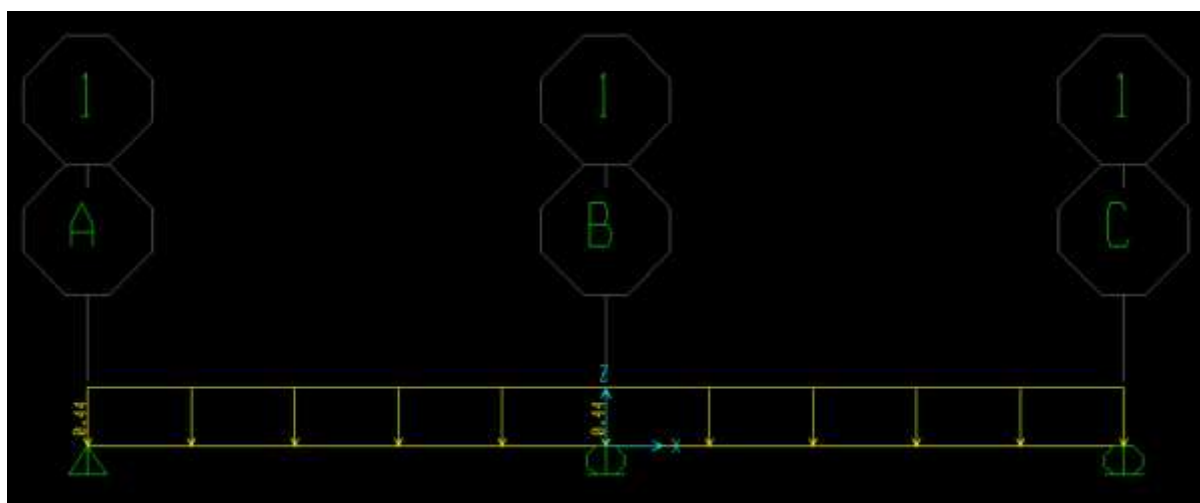
Se determina la envolvente por sobrecarga cuando se analiza con el camión tipo HL-93 mediante trazos de secciones en cada decimo de luz del puente.

Los resultados de esfuerzos por flexión y corte debido a las cargas aplicadas se muestran en la tabla adjunta (se utilizó software SAP 2000). Se incluye en la carga viva el 0.33 proveniente del factor de impacto y el 0.15 por fatiga.

**Figura 74. Modelado de cargas DC1 en el software SAP 2000**

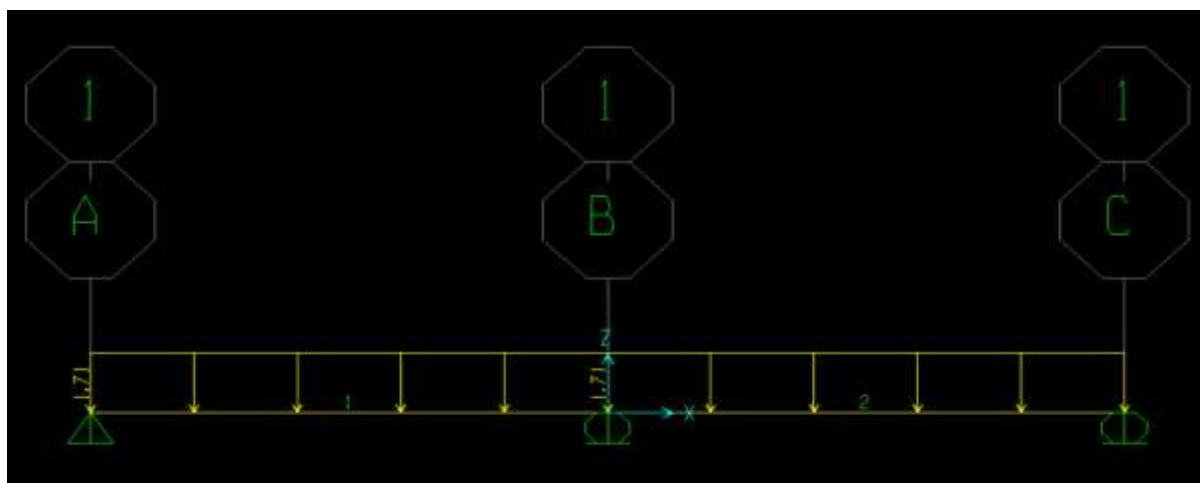


**Figura 75. Modelado de cargas DC2 en el software SAP 2000**



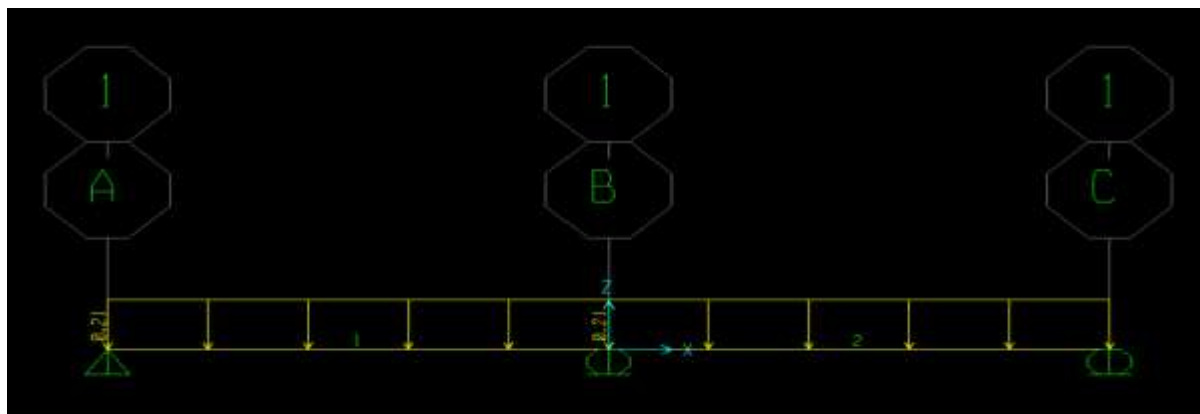
Elaboración propia.

**Figura 76. Modelado de cargas DC en el software SAP 2000**



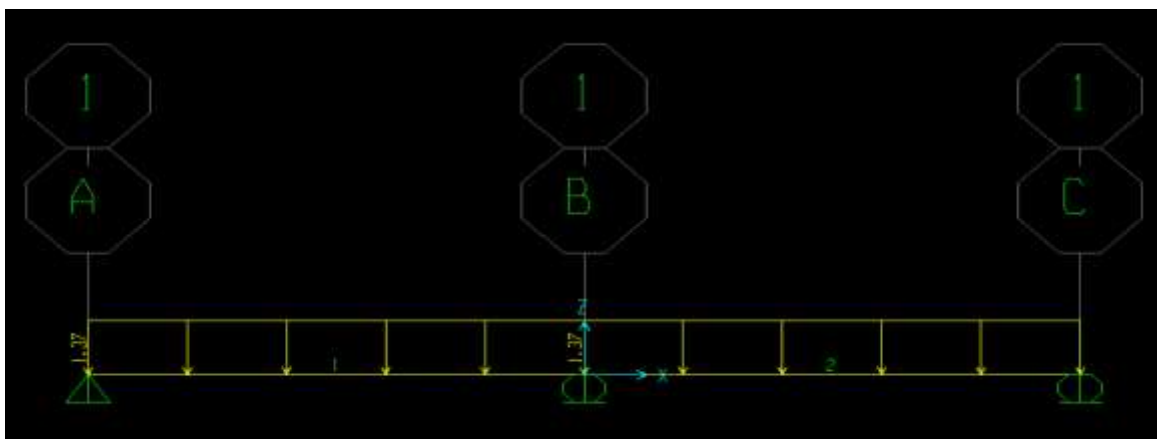
Elaboración propia.

**Figura 77. Modelado de cargas DW en el software SAP 2000**



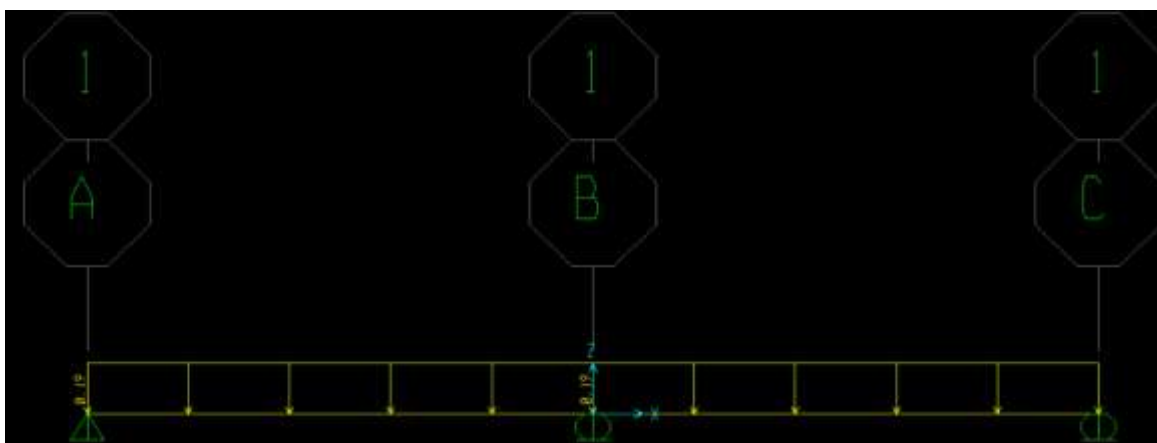
Elaboración propia

**Figura 78.** *Modelado de cargas DC' en el software SAP 2000*



Elaboración propia

**Figura 79.** *Modelado de cargas PL en el software SAP 2000*



Elaboración propia

**Tabla 54. Esfuerzos de flexión en secciones cada décimo de luz en la viga exterior**

FLEXIÓN EN SECCIONES (T-m) - VIGA EXTERIOR

| Sección | Tramo | MDC1    | MDC2   | MDC     | MDW    | MDC'    | MPL    | M(LL+IM)<br>(Máx) | M(LL+IM)<br>(Mín) | gM(LL+IM) | M(Fat + IM)<br>(Máx) | M(Fat + IM)<br>(Mín) | gM(Fat+IM) |            |
|---------|-------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|-------------------|-------------------|-----------|----------------------|----------------------|------------|------------|
| 0       |       | 0.00    | 0.00   | 0.00    | 0.00   | 0.00    | 0.00   | 0.00              | 0.00              | 0.00      | 0.00                 | 0.00                 | 0.00       |            |
| 3.75    |       | 58.37   | 19.98  | 78.37   | 9.47   | 62.62   | 8.46   | 176.14            | -23.53            | 96.88     | 96.17                | -12.39               | 44.08      |            |
| 7.5     |       | 98.78   | 33.82  | 132.62  | 16.03  | 105.97  | 14.31  | 302.50            | -47.07            | 166.38    | 162.30               | -24.78               | 74.39      |            |
| 11.25   |       | 121.23  | 41.50  | 162.77  | 19.67  | 130.06  | 17.56  | 381.90            | -70.60            | 210.04    | 203.90               | -37.17               | 93.45      |            |
| 15      |       | 125.72  | 43.04  | 168.80  | 20.40  | 134.88  | 18.21  | 414.73            | -94.13            | 228.10    | 216.50               | -49.56               | 99.23      |            |
| 18.75   | 1     | 112.26  | 38.43  | 150.73  | 18.21  | 120.43  | 16.26  | 406.26            | -117.67           | 223.45    | 210.07               | -61.95               | 96.28      |            |
| 22.5    |       | 80.84   | 27.67  | 108.54  | 13.12  | 86.72   | 11.71  | 363.40            | -141.20           | 199.87    | 191.85               | -74.34               | 87.93      |            |
| 26.25   |       | 31.46   | 10.77  | 42.23   | 5.10   | 33.75   | 4.56   | 282.29            | -164.73           | 155.26    | 151.09               | -86.73               | 69.25      |            |
| 30      |       | -35.88  | -12.28 | -48.18  | -5.82  | -38.49  | -5.20  | 169.45            | -190.32           | -104.68   | 91.16                | -99.12               | -45.43     | sección 08 |
| 33.75   |       | -121.18 | -41.49 | -162.70 | -19.66 | -130.00 | -17.56 | 63.48             | -267.03           | -146.87   | 35.31                | -111.51              | -51.11     | sección 09 |
| 37.5    |       | -224.43 | -76.84 | -301.34 | -36.42 | -240.77 | -32.51 | 0.00              | -423.49           | -232.92   | 0.00                 | -123.89              | -56.79     | sección 10 |
| Sección | Tramo | MDC1    | MDC2   | MDC     | MDW    | MDC'    | MPL    | M(LL+IM)<br>(Máx) | M(LL+IM)<br>(Mín) | gM(LL+IM) | M(Fat + IM)<br>(Máx) | M(Fat + IM)<br>(Mín) | gM(Fat+IM) |            |
| 0       |       | -224.43 | -76.84 | -301.34 | -36.42 | -240.77 | -32.51 | 0.00              | -423.49           | -232.92   | 0.00                 | -123.89              | -56.79     | sección 10 |
| 3.75    |       | -121.18 | -41.49 | -162.70 | -19.66 | -130.00 | -17.56 | 63.48             | -267.03           | -146.87   | 35.31                | -111.51              | -51.11     | sección 11 |
| 7.5     |       | -35.88  | -12.28 | -48.18  | -5.82  | -38.49  | -5.20  | 169.45            | -190.32           | -104.68   | 91.16                | -99.12               | -45.43     | sección 12 |
| 11.25   |       | 31.46   | 10.77  | 42.23   | 5.10   | 33.75   | 4.56   | 282.29            | -164.73           | 155.26    | 151.09               | -86.73               | 69.25      |            |
| 15      |       | 80.84   | 27.67  | 108.54  | 13.12  | 86.72   | 11.71  | 363.40            | -141.20           | 199.87    | 191.85               | -74.34               | 87.93      |            |
| 18.75   | 2     | 112.26  | 38.43  | 150.73  | 18.21  | 120.43  | 16.26  | 406.26            | -117.67           | 223.45    | 210.07               | -61.95               | 96.28      |            |
| 22.5    |       | 125.72  | 43.04  | 168.80  | 20.40  | 134.88  | 18.21  | 414.73            | -94.13            | 228.10    | 216.50               | -49.56               | 99.23      |            |
| 26.25   |       | 121.23  | 41.50  | 162.77  | 19.67  | 130.06  | 17.56  | 381.90            | -70.60            | 210.04    | 203.90               | -37.17               | 93.45      |            |
| 30      |       | 98.78   | 33.82  | 132.62  | 16.03  | 105.97  | 14.31  | 302.50            | -47.07            | 166.38    | 162.30               | -24.78               | 74.39      |            |
| 33.75   |       | 58.37   | 19.98  | 78.37   | 9.47   | 62.62   | 8.46   | 176.14            | -23.53            | 96.88     | 96.17                | -12.39               | 44.08      |            |
| 37.5    |       | 0.00    | 0.00   | 0.00    | 0.00   | 0.00    | 0.00   | 0.00              | 0.00              | 0.00      | 0.00                 | 0.00                 | 0.00       |            |

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 55. Esfuerzos de corte en secciones cada décimo de luz en la viga exterior**

CORTANTE EN SECCIONES (T) - VIGA EXTERIOR

| Sección | Tramo | VDC1   | VDC2   | VDC    | VDW   | VDC'   | VPL   | V(LL+IM) | gV(LL+IM) | Vfat(LL+IM)<br>máx | Vfat(LL+IM)<br>mín | gVfat(LL+IM)m<br>ax | gVfat(LL+IM)<br>)mín |
|---------|-------|--------|--------|--------|-------|--------|-------|----------|-----------|--------------------|--------------------|---------------------|----------------------|
| 0       | 1     | 17.96  | 6.15   | 24.11  | 2.91  | 19.27  | 2.60  | 54.98    | 30.24     | 30.72              | -3.30              | 14.08               | -1.51                |
| 3.75    |       | 13.17  | 4.51   | 17.68  | 2.14  | 14.13  | 1.91  | 46.31    | 25.47     | 26.20              | -3.33              | 12.01               | -1.53                |
| 7.5     |       | 8.38   | 2.87   | 11.25  | 1.36  | 8.99   | 1.21  | 38.18    | 21.00     | 21.82              | -4.58              | 10.00               | -2.10                |
| 11.25   |       | 3.59   | 1.23   | 4.82   | 0.58  | 3.85   | 0.52  | 30.62    | 16.84     | 17.62              | -7.40              | 8.07                | -3.39                |
| 15      |       | -1.19  | -0.41  | -1.61  | -0.19 | -1.28  | -0.17 | 23.77    | 13.07     | 13.69              | -11.53             | 6.27                | -5.29                |
| 18.75   |       | -5.98  | -2.05  | -8.04  | -0.97 | -6.42  | -0.87 | -29.78   | -16.38    | 10.07              | -15.91             | 4.61                | -7.29                |
| 22.5    |       | -10.77 | -3.69  | -14.47 | -1.75 | -11.56 | -1.56 | -36.75   | -20.21    | 6.79               | -20.09             | 3.11                | -9.21                |
| 26.25   |       | -15.56 | -5.33  | -20.89 | -2.53 | -16.70 | -2.26 | -43.73   | -24.05    | 4.09               | -24.02             | 1.87                | -11.01               |
| 30      |       | -20.35 | -6.97  | -27.32 | -3.30 | -21.83 | -2.95 | -50.61   | -27.84    | 2.36               | -27.62             | 1.08                | -12.66               |
| 33.75   |       | -25.14 | -8.61  | -33.75 | -4.08 | -26.97 | -3.64 | -57.30   | -31.52    | 1.00               | -30.88             | 0.46                | -14.15               |
| 37.5    |       | -29.93 | -10.25 | -40.18 | -4.86 | -32.11 | -4.34 | -63.71   | -35.04    | 0.00               | -33.73             | 0.00                | -15.46               |
| Sección | Tramo | VDC1   | VDC2   | VDC    | VDW   | VDC'   | VPL   | V(LL+IM) | gV(LL+IM) | Vfat(LL+IM)<br>máx | Vfat(LL+IM)<br>mín | gVfat(LL+IM)m<br>ax | gVfat(LL+IM)<br>)mín |
| 0       | 2     | 29.93  | 10.25  | 40.18  | 4.86  | 32.11  | 4.34  | 63.71    | 35.04     | 0.00               | 33.73              | 0.00                | 15.46                |
| 3.75    |       | 25.14  | 8.61   | 33.75  | 4.08  | 26.97  | 3.64  | 57.30    | 31.52     | -1.00              | 30.88              | -0.46               | 14.15                |
| 7.5     |       | 20.35  | 6.97   | 27.32  | 3.30  | 21.83  | 2.95  | 50.61    | 27.84     | -2.36              | 27.62              | -1.08               | 12.66                |
| 11.25   |       | 15.56  | 5.33   | 20.89  | 2.53  | 16.70  | 2.26  | 43.73    | 24.05     | -4.09              | 24.02              | -1.87               | 11.01                |
| 15      |       | 10.77  | 3.69   | 14.47  | 1.75  | 11.56  | 1.56  | 36.75    | 20.21     | -6.79              | 20.09              | -3.11               | 9.21                 |
| 18.75   |       | 5.98   | 2.05   | 8.04   | 0.97  | 6.42   | 0.87  | 29.78    | 16.38     | -10.07             | 15.91              | -4.61               | 7.29                 |
| 22.5    |       | 1.19   | 0.41   | 1.61   | 0.19  | 1.28   | 0.17  | -23.77   | -13.07    | -13.69             | 11.53              | -6.27               | 5.29                 |
| 26.25   |       | -3.59  | -1.23  | -4.82  | -0.58 | -3.85  | -0.52 | -30.62   | -16.84    | -17.62             | 7.40               | -8.07               | 3.39                 |
| 30      |       | -8.38  | -2.87  | -11.25 | -1.36 | -8.99  | -1.21 | -38.18   | -21.00    | -21.82             | 4.58               | -10.00              | 2.10                 |
| 33.75   |       | -13.17 | -4.51  | -17.68 | -2.14 | -14.13 | -1.91 | -46.31   | -25.47    | -26.20             | 3.33               | -12.01              | 1.53                 |
| 37.5    |       | -17.96 | -6.15  | -24.11 | -2.91 | -19.27 | -2.60 | -54.98   | -30.24    | -30.72             | 3.30               | -14.08              | 1.51                 |

Fuente. Elaboración propia

A continuación, se muestra el cálculo de los factores “g” de distribución de carga viva utilizados:

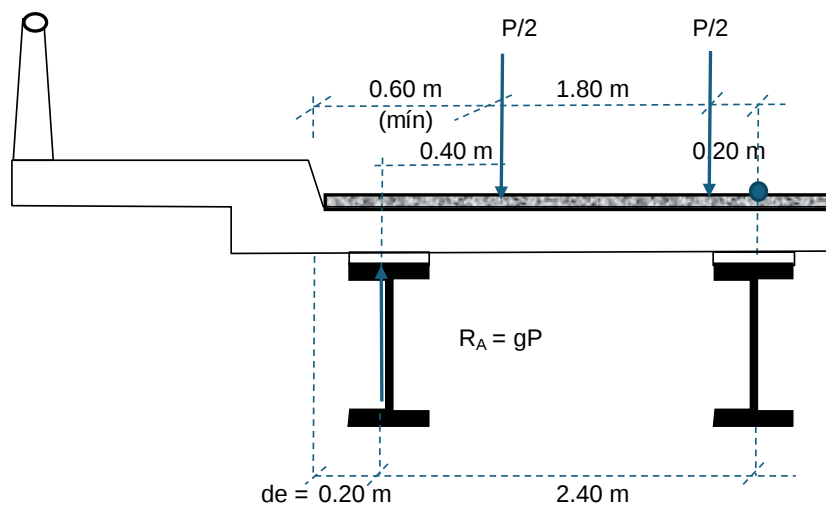
#### 4) Factores de distribución de carga viva (g)

El % de momento flector por carga viva (g) que se distribuye a una viga exterior es:

##### 4.1. Flexión

##### a) Cuando la carga está en un carril de diseño: Ley de Momentos (Tabla 4.6.2.2.2d-1)

**Figura 80.** Cálculo del valor g cuando se posicionan los ejes del camión estándar



Fuente. Elaboración propia

$$\sum M_a = 0$$

$$P/2(2.00) + P/2(0.20) - R_A (2.40) = 0$$

$$P/2(2.00) + P/2(0.20) = R_A (2.40)$$

$$\underline{P/2(2.00) + P/2(0.20) = R_A}$$

$$2.4$$

$$0.46 P = R_A$$

Se obtiene el cálculo el valor  $g = 0.46$  sin considerar el factor de presencia múltiple utilizando para el diseño por fatiga.

El valor de  $g$  cambia cuando se analiza por los estados de servicio y resistencia en la cual se incluye el factor de presencia múltiple, siendo el nuevo valor de  $g$ :

$$g = 0.46(1.20)$$

$$g = 0.55$$

**b) Cuando la carga está en dos o más carriles de diseño**

$$g = e(g_{int}) \quad (Tabla\ 4.6.2.2.2d - 1)$$

En la cual:

$d_e$  = viene a ser la separación desde la carga interior de la vereda hacia el eje ubicado al centro de la viga exterior

$$d_e = 0.20\text{ m}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} \quad (Tabla\ 4.6.2.2.2d - 1)$$

$$e = 0.77 + \frac{0.20}{2800}$$

$$e = 0.841$$

$$g_{int} = 0.541$$

$$g = 0.841 \times 0.541$$

$$g = 0.455$$

Se adopta el valor  $g = 0.55$  (Estado más crítico)

Nota: Como en este caso los diafragmas no están rígidamente conectados (no logran afectar la rigidez transversal), no es aplicable el Art. 4.6.2.2.2d

**4.2. Corte**

El porcentaje de  $g$  destinado para una viga exterior debido a la cortante es:

**a) Cuando la carga está en un carril de diseño: Ley de Momentos (Tabla 4.6.2.2.3b-1)**

$$\sum M_a = 0$$

$$P/2(2.00) + P/2(0.20) - R_A(2.40) = 0$$

$$P/2(2.00) + P/2(0.20) = RA \quad (2.40)$$

$$\frac{P/2(2.00) + P/2(0.20)}{2.4} = RA$$

$$2.4$$

$$0.46 P = RA$$

Se obtiene del cálculo el valor de  $g = 0.46$  sin considerar el factor de presencia múltiple utilizado para el diseño por fatiga.

El valor de  $g$  cambia cuando se analiza por los estados de servicio y resistencia en la cual se incluye el factor de presencia múltiple, siendo el nuevo valor de  $g$ :

$$g = 0.46(1.20)$$

$$g = 0.55$$

**b) Cuando la carga está en dos o más carriles de diseño**

$$g = e(g_{int}) \quad (Tabla \ 4.6.2.2.3b - 1)$$

En la cual:

$e$  = viene a ser la separación desde la carga interior de la vereda hacia el eje ubicado al centro de la viga exterior

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000} \quad (Tabla \ 4.6.2.2.3b - 1)$$

$$e = 0.6 + \frac{0.20}{3000}$$

$$e = 0.67$$

$$g_{int} = 0.816 \text{ (valor } g \text{ máximo de viga interior)}$$

$$g = 0.67 \times 0.816$$

$$g = 0.544$$

Se adopta el valor  $g = 0.55$  (Estado más crítico)

Nota: Como en este caso los diafragmas no están rígidamente conectados (no logran afectar la rigidez transversal), no es aplicable el Art. 4.6.2.2.2d

**4.3) Fatiga (Art. 6.10.5.1)**

**a) Flexión**

El % de momento  $g$  distribuido a una viga exterior analizado en un solo carril y evaluando el camión de fatiga sin considerar el factor de presencia múltiple ( $m=1.2$ ) es:

$$g = 0.55/1.20$$

$$g = 0.46$$

**b) cortante**

$$g = 0.55/1.20$$

$$g = 0.46$$

**5) Resumen de cargas y combinaciones en Viga exterior**

Combinaciones consideradas:

RESISTENCIA I:  $1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL+IM)$

SERVICIO:  $DC + DW + 1.3 (LL+IM)$

CONSTRUCCIÓN:  $1.25 DC' + 1.50 PL$

FATIGA I:  $1.75 Fat (LL+IM)$

A continuación, la siguiente tabla muestra los esfuerzos que se generan debido al corte y la flexión en la viga exterior determinado para el diseño.

**Esfuerzos provenientes del corte y la flexión en secciones cada décimo de luz en la viga exterior**

**Tabla 56. Esfuerzos de diseño en viga exterior**

| Sección | Tramo | Mu (Flexión en T-m) |             |              |          | Vu (Corte en T-m) |             |        |                |                |
|---------|-------|---------------------|-------------|--------------|----------|-------------------|-------------|--------|----------------|----------------|
|         |       | Resistencia I       | Servicio II | Construcción | Fatiga I | Resistencia I     | Servicio II | Const. | Fatiga I (Máx) | Fatiga I (mín) |
| 0       | 1     | 0.00                | 0.00        | 0.00         | 0.00     | 87.43             | 66.34       | 27.99  | 24.64          | -2.65          |
| 3.75    |       | 281.70              | 213.78      | 90.96        | 77.14    | 69.89             | 52.93       | 20.52  | 21.01          | -2.67          |
| 7.5     |       | 480.98              | 364.94      | 153.93       | 130.18   | 52.85             | 39.91       | 13.06  | 17.50          | -3.68          |
| 11.25   |       | 600.54              | 455.50      | 188.91       | 163.54   | 36.38             | 27.30       | 5.60   | 14.13          | -5.94          |
| 15      |       | 640.78              | 485.74      | 195.92       | 173.65   | -24.34            | -18.18      | -1.86  | 10.98          | -9.25          |
| 18.75   |       | 606.76              | 459.42      | 174.94       | 168.49   | -40.16            | -30.30      | -9.33  | 8.07           | -12.76         |
| 22.5    |       | 505.11              | 381.48      | 125.97       | 153.88   | -56.07            | -42.49      | -16.79 | 5.45           | -16.12         |
| 26.25   |       | 332.15              | 249.18      | 49.02        | 121.18   | -72.00            | -54.69      | -24.25 | 3.28           | -19.27         |
| 30      |       | -252.14             | -190.08     | -55.92       | -79.50   | -87.82            | -66.81      | -31.71 | 1.89           | -22.16         |
| 33.75   |       | -489.88             | -373.29     | -188.84      | -89.44   | -103.47           | -78.81      | -39.18 | 0.80           | -24.77         |
| 37.5    |       | -838.90             | -640.55     | -349.74      | -99.37   | -118.83           | -90.59      | -46.64 | 0.00           | -27.05         |
| Sección | Tramo | Mu (Flexión en T-m) |             |              |          | Vu (Corte en T-m) |             |        |                |                |
|         |       | Resistencia I       | Servicio II | Construcción | Fatiga I | Resistencia I     | Servicio II | Const. | Fatiga I (Máx) | Fatiga I (mín) |
| 0       | 2     | -838.90             | -640.55     | -349.74      | -99.37   | 118.83            | 90.59       | 46.64  | 0.00           | 27.05          |
| 3.75    |       | -489.88             | -373.29     | -188.84      | -89.44   | 103.47            | 78.81       | 39.18  | -0.80          | 24.77          |
| 7.5     |       | -252.14             | -190.08     | -55.92       | -79.50   | 87.82             | 66.81       | 31.71  | -1.89          | 22.16          |
| 11.25   |       | 332.15              | 249.18      | 49.02        | 121.18   | 72.00             | 54.69       | 24.25  | -3.28          | 19.27          |
| 15      |       | 505.11              | 381.48      | 125.97       | 153.88   | 56.07             | 42.49       | 16.79  | -5.45          | 16.12          |
| 18.75   |       | 606.76              | 459.42      | 174.94       | 168.49   | 40.16             | 30.30       | 9.33   | -8.07          | 12.76          |
| 22.5    |       | 640.78              | 485.74      | 195.92       | 173.65   | 24.34             | 18.18       | 1.86   | -10.98         | 9.25           |
| 26.25   |       | 600.54              | 455.50      | 188.91       | 163.54   | -36.38            | -27.30      | -5.60  | -14.13         | 5.94           |
| 30      |       | 480.98              | 364.94      | 153.93       | 130.18   | -52.85            | -39.91      | -13.06 | -17.50         | 3.68           |
| 33.75   |       | 281.70              | 213.78      | 90.96        | 77.14    | -69.89            | -52.93      | -20.52 | -21.01         | 2.67           |
| 37.5    |       | 0.00                | 0.00        | 0.00         | 0.00     | -87.43            | -66.34      | -27.99 | -24.64         | 2.65           |

Fuente. Elaboración propia

**4.3.3.4. Selección de esfuerzos máximos****Tabla 57. Esfuerzos máximos para viga interior y exterior**

| <b>Esfuerzo</b>         | <b>Resistencia I</b> | <b>Servicio II</b> | <b>Construcción</b> | <b>Fatiga I</b> |
|-------------------------|----------------------|--------------------|---------------------|-----------------|
| <b>Mu viga INTERIOR</b> | 681.69               | 517.27             | 239.89              | 172.39842       |
| <b>Mu viga EXTERIOR</b> | 640.78               | 485.74             | 195.92              | 173.65          |
| <b>Vu viga INTERIOR</b> | 118.97               | 89.93              | 34.27               | 30.2641         |
| <b>Vu viga EXTERIOR</b> | 87.43                | 66.34              | 27.99               | 24.64           |

Fuente. Elaboración propia

Comparando resultados los mayores valores ocurren en:

**a) Diseño en flexión:**

Viga exterior: Fatiga I

Viga interior: Resistencia I, Servicio II, Construcción

**b) Diseño por corte:**

Viga interior

**IV. RESISTENCIA A LA FLEXION – VIGA INTERIOR**

#### 4.3.3.5. Resistencia a la flexión – viga interior

Consideración de cargas y secuencia del concreto colocado.

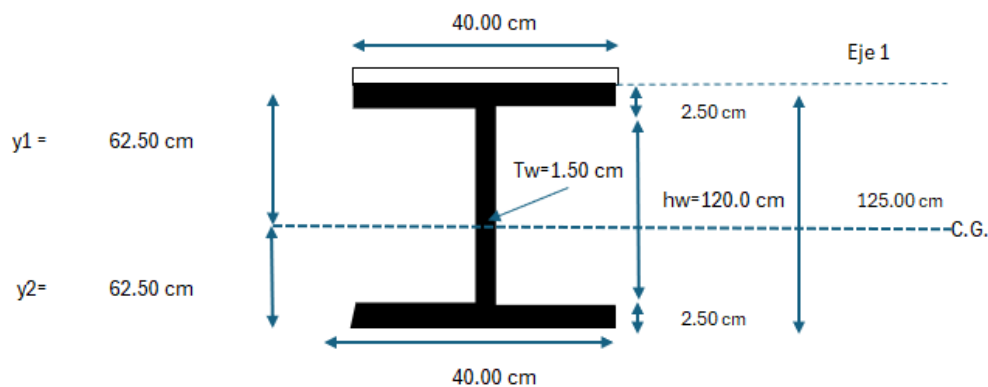
Caso I: El concreto está fresco. El peso de la losa y vigas (DCI) es sostenido solo por las vigas de acero

Caso II: La carga muerta sobreimpuesta, viva e impacto (LL+IM) son soportadas por la sección compuesta (Se divide por la relación modular  $n$  para convertir el área de concreto en acero)

#### 1) PROPIEDADES DE LA SECCIONES

Caso I: Viga de acero

**Figura 81. Corte transversal de la viga de acero soldada**



Fuente. Elaboración propia

**Tabla 58. VIGA DE ACERO- PROPIEDADES DE SECCIÓN (referidas al Eje I)**

| Elementos      | Base (cm) | Altura (cm) | $Y_{eje}$  | Area                  | $(A) Y_{eje}$            | $I_{CG}$                 | $(A) Y^2$  |
|----------------|-----------|-------------|------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|------------|
| Apatin sup     | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 1.25 cm    | 100.0 cm <sup>2</sup> | 125.0 cm <sup>3</sup>    | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 156.25     |
| Aalma          | 1.50 cm   | 120.00 cm   | 62.5 cm    | 180.0 cm <sup>2</sup> | 11250.0 cm <sup>3</sup>  | 216000.0 cm <sup>4</sup> | 703125     |
| Apatin inf     | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 123.75 cm  | 100.0 cm <sup>2</sup> | 12375.0 cm <sup>3</sup>  | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 1531406.25 |
| Altura total = |           | 125.00 cm   | $\Sigma =$ | 380.0 cm <sup>2</sup> | 23750.00 cm <sup>3</sup> | 216104.2 cm <sup>4</sup> | 2234687.5  |

Fuente. Elaboración propia

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{\Sigma \bar{y}A}{A} = \frac{23750.0 \text{ cm}^3}{380.0 \text{ cm}^2} = 62.50 \text{ cm}$$

Luego:  $y_1 = 62.50 \text{ cm}$

$y_2 = 121.00 \text{ cm}$

Inercia:

$$I_1 = \sum I_{CG} + \sum A \bar{Y}^2 = 2450791.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{CG} = I_1 - \bar{Y}^2 A = 966416.7 \text{ cm}^4$$

Módulos de sección:

$$S1 = \text{Stop viga} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{966416.7 \text{ cm}^4}{62.50 \text{ cm}} = 15462.7 \text{ cm}^3$$

$$S2 = \text{Sbot viga} = \frac{I_{CG}}{Y_2} = \frac{966416.7 \text{ cm}^4}{62.50 \text{ cm}} = 15462.7 \text{ cm}^3$$

Caso II: Sección compuesta viga interior (relación modular n)

Este caso aplica a cargas de corto plazo (v. g. carga viva); como utiliza la sección transformada corresponderá convertir la sección de losa de concreto en acero (6.10.1.1.1b)

$$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 256018 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 8.0$$

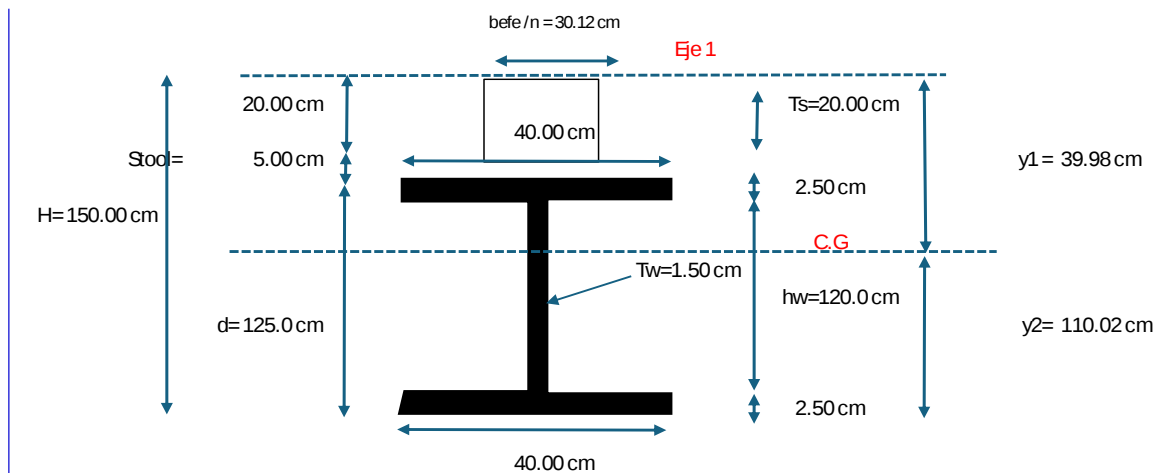
befe = ancho de patín efectivo

- En vigas interiores: promedio de distancia entre vigas adyacentes

- En vigas exteriores: está dada por el ancho del volado más la mitad de la

distancia a la viga contigua

$$\text{befe} = 2.40 \text{ m}$$

**Figura 82. Sección compuesta interior para cargas de corto plazo**

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 59. Propiedades de sección compuesta, relación  $n = 8$** 

| PROPIEDADES DE SECCIÓN COMPUESTA, $n=8$ (referenciada al EJE 1) |           |             |            |                        |                          |                           |                            |
|-----------------------------------------------------------------|-----------|-------------|------------|------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------|
| Elementos                                                       | Base (cm) | Altura (cm) | $Y_{eje}$  | Area                   | (A) $Y_{eje}$            | $I_{CG}$                  | (A) $Y^2$                  |
| losa n                                                          | 30.12 cm  | 20.00 cm    | 10.00 cm   | 602.4 cm <sup>2</sup>  | 6024.0 cm <sup>3</sup>   | 20079.8 cm <sup>4</sup>   | 60239.52191                |
| Stool n                                                         | 0.00 cm   | 5.00 cm     | 22.5 cm    | 0.0 cm <sup>2</sup>    | 0.0 cm <sup>3</sup>      | 0.0 cm <sup>4</sup>       | 0                          |
| As patin sup                                                    | 40.00 cm  | 3.50 cm     | 26.8 cm    | 140.0 cm <sup>2</sup>  | 3745.0 cm <sup>3</sup>   | 142.9 cm <sup>4</sup>     | 100178.75                  |
| As alma                                                         | 1.50 cm   | 235.00 cm   | 146.0 cm   | 352.5 cm <sup>2</sup>  | 51465.0 cm <sup>3</sup>  | 1622234.4 cm <sup>4</sup> | 7513890                    |
| As patin inf                                                    | 40.00 cm  | 3.50 cm     | 265.25 cm  | 140.0 cm <sup>2</sup>  | 37135.0 cm <sup>3</sup>  | 142.9 cm <sup>4</sup>     | 9850058.75                 |
| Altura total =                                                  |           | 267.00 cm   | $\Sigma =$ | 1234.9 cm <sup>3</sup> | 98368.95 cm <sup>3</sup> | 1642600.0 cm <sup>4</sup> | 17524367.0 cm <sup>4</sup> |

Fuente. Elaboración propia

Centro de gravedad

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{y}A}{A} = \frac{39274 \text{ cm}^3}{982 \text{ cm}^3} = 39.98 \text{ cm}$$

Luego:

$$y_1 = 39.98 \text{ cm}$$

$$y_2 = 110.02 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_1 = \sum I_{CG} + \sum A \bar{Y}^2 = 3956111 \text{ cm}^4$$

$$I_{CG} = I_1 - \bar{Y}^2 A = 2386026.7 \text{ cm}^4$$

Módulos de sección:

$$\text{Con } Y \text{ top losa} = 39.98 \text{ cm, } \text{Stop losa} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{2386026.7 \text{ cm}^4}{39.98 \text{ cm}} = 59683.9 \text{ cm}^3$$

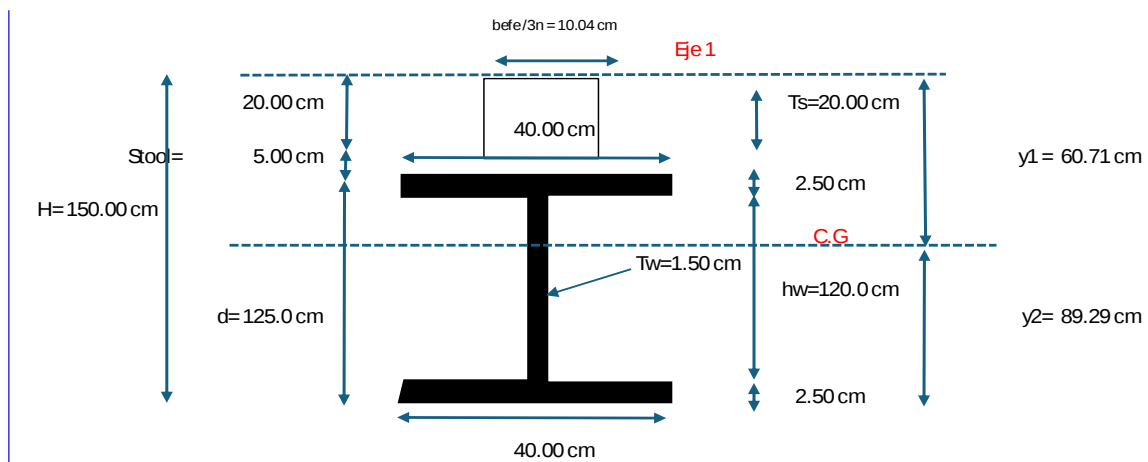
$$\text{Con } Y_{\text{top viga}} = 14.98 \text{ cm}, S_{\text{top viga}} = \frac{ICG}{Y_{\text{top viga}}} = \frac{2386026.7 \text{ cm}^4}{14.98 \text{ cm}} = 159304.7 \text{ cm}^3$$

$$\text{Con } Y_{\text{bot viga}} = 110.02 \text{ cm}, S_{\text{bot viga}} = \frac{ICG}{Y_{\text{bot viga}}} = \frac{2386026.7 \text{ cm}^4}{110.02 \text{ cm}} = 21686.8 \text{ cm}^3$$

Caso III: Sección compuesta viga interior (relación modular 3n)

Se prevé que en el tiempo las propiedades de la losa se reducen por el efecto creep del concreto; aplica por lo tanto para las cargas de largo plazo.

**Figura 83. Sección compuesta interior para cargas a largo plazo**



Fuente. Elaboración propia

**Tabla 60. Propiedades de sección compuesta, relación  $n = 3n$**

| PROPIEDADES DE SECCIÓN COMPUESTA, $n=3n$ (referida al EJE 1) |           |             |                  |                       |                          |                          |                           |
|--------------------------------------------------------------|-----------|-------------|------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
| Elementos                                                    | Base (cm) | Altura (cm) | $Y_{\text{eje}}$ | Area                  | $(A) Y_{\text{eje}}$     | $I_{CG}$                 | $(A) Y^2$                 |
| losa 3n                                                      | 10.04 cm  | 20.00 cm    | 10.00 cm         | 200.8 cm <sup>2</sup> | 2008.0 cm <sup>3</sup>   | 6693.3 cm <sup>4</sup>   | 20079.84064               |
| Stool 3n                                                     | 0.00 cm   | 5.00 cm     | 22.5 cm          | 0.0 cm <sup>2</sup>   | 0.0 cm <sup>3</sup>      | 0.0 cm <sup>4</sup>      | 0                         |
| As patin sup                                                 | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 26.3 cm          | 100.0 cm <sup>2</sup> | 2625.0 cm <sup>3</sup>   | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 68906.25                  |
| As alma                                                      | 1.50 cm   | 120.00 cm   | 87.5 cm          | 180.0 cm <sup>2</sup> | 15750.0 cm <sup>3</sup>  | 216000.0 cm <sup>4</sup> | 1378125                   |
| As patin inf                                                 | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 148.75 cm        | 100.0 cm <sup>2</sup> | 14875.0 cm <sup>3</sup>  | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 2212656.25                |
| Altura total =                                               |           | 150.00 cm   | $\Sigma =$       | 580.8 cm <sup>2</sup> | 35257.98 cm <sup>3</sup> | 222797.4 cm <sup>4</sup> | 3679767.3 cm <sup>4</sup> |

Fuente. Elaboración propia

Centro de gravedad

$$\bar{y} = \frac{\Sigma \bar{y}A}{A} = \frac{35258 \text{ cm}^3}{581 \text{ cm}^2} = 60.71 \text{ cm}$$

Luego:  $y_1 = 60.71 \text{ cm}$

$y_2 = 89.29 \text{ cm}$

Inercia:

$$I_1 = \sum I_{CG} + \sum A \bar{Y}^2 = 3902564.8 \text{ cm}^4$$

$$I_{CG} = I_1 - \bar{Y}^2 A = 1762191.4 \text{ cm}^4$$

Módulos de sección:

$$\text{Con Y top losa} = 113.23 \text{ cm}, \text{ Stop losa} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{1762191.4 \text{ cm}^4}{60.71 \text{ cm}} = 29028.3 \text{ cm}^3$$

$$\text{Con Y top viga} = 88.23 \text{ cm}, \text{ Stop viga} = \frac{I_{CG}}{Y_{\text{top viga}}} = \frac{1762191.4 \text{ cm}^4}{35.71 \text{ cm}} = 49352.7 \text{ cm}^3$$

$$\text{Con Y bot viga} = 153.77 \text{ cm}, \text{ Sbot viga} = \frac{I_{CG}}{Y_{\text{bot viga}}} = \frac{1762191.4 \text{ cm}^4}{89.29 \text{ cm}} = 19734.7 \text{ cm}^3$$

## 2) ESFUERZOS MÁXIMOS EN SECCIÓN COMPUESTA - VIGA INTERIOR

Cargas iniciales:

DC1 = Losa y Vigas de acero (resiste la viga de acero)

Cargas agregadas

DW = Asfalto (resiste la sección compuesta, 3n)

DC2 = Barreras (resiste la sección compuesta, 3n)

LL+IM = Carga viva (resiste la sección compuesta, 3n)

Empleando la sección de la losa, pero transformada según (6.10.1.1.1c), excepto para las cargas DC1, se tiene:

**Tabla 61. Esfuerzos por cargas en la viga compuesta interior, sección de máximo momento positivo (sección 4)**

| Tipo de Carga        | Mtracción (T-m) | Mcompresión (T-m) | Sbot viga (cm3) | Fbot viga (Kg/cm2) | Stop viga (cm3) | Ftop viga (Kg/cm2) | Stop losa (cm3) | Ftop losa (Kg/cm2) | fc = Ftop losa/n (Kg/cm2) |
|----------------------|-----------------|-------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|---------------------------|
| DC1 (Viga As)        | 151.71          | -270.83           | 15462.67        | 981.14             | 15462.67        | -1751.51           | 29028.26        | -932.99            | -39.03                    |
| DW (3n)              | 26.48           | -47.28            | 19734.73        | 134.18             | 49352.72        | -95.80             | 29028.26        | -162.88            | -6.81                     |
| DC2 (3n)             | 43.04           | -76.84            | 19734.73        | 218.11             | 49352.72        | -155.69            | 29028.26        | -264.70            | -11.07                    |
| <b>Total (DC+DW)</b> | 221.23          | -394.95           | 19734.73        | 1121.03            | 49352.72        | -800.25            | 29028.26        | -1360.56           | -56.92                    |
| (LL + IM) (n)        | 224.23          | -228.96           | 21686.77        | 1033.94            | 159304.73       | -143.73            | 59683.86        | -383.62            | -48.14                    |
| (LL + IM) fat (n)    | 84.96           | -48.62            | 21686.77        | 391.75             | 159304.73       | -30.52             | 59683.86        | -81.46             | -10.22                    |

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 62. Combinación de esfuerzos en la sección compuesta interior.**

| Estado límite | Mu tracción (T-m) | Mu compresión (T-m) | Fbot viga (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Ftop viga (Kg/cm <sup>2</sup> ) | Ftop losa (Kg/cm <sup>2</sup> ) |
|---------------|-------------------|---------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| Resistencia I | 681.69            | -912.47             | 3509.72                         | -2779.22                        | -2412.76                        |
| Servicio II   | 517.27            | -697.25             | 2677.55                         | -2189.84                        | -1859.27                        |
| Fatiga I      | 172.39842         | -98.65753           | 685.56                          | -53.41                          | -142.55                         |
| Construcción  | 239.89            | -428.25             | 1226.42                         | -2189.39                        | -                               |
| ASD           |                   |                     |                                 |                                 |                                 |

Fuente. Elaboración propia

En la sección 04 de momento positivo máximo se revisa el esfuerzo de tracción del acero en el patín inferior (F bot viga) mientras que en la sección 10 se revisa el esfuerzo de compresión en el patín superior (F top viga) por acción de las cargas.

Como se aprecia, se obtiene un esfuerzo en tracción del patín inferior Fbot viga = 3509.72 Kg/cm<sup>2</sup> proveniente del caso de Resistencia I la cual no excede el valor de 3515 Kg/cm<sup>2</sup> correspondiente a la fluencia del acero.

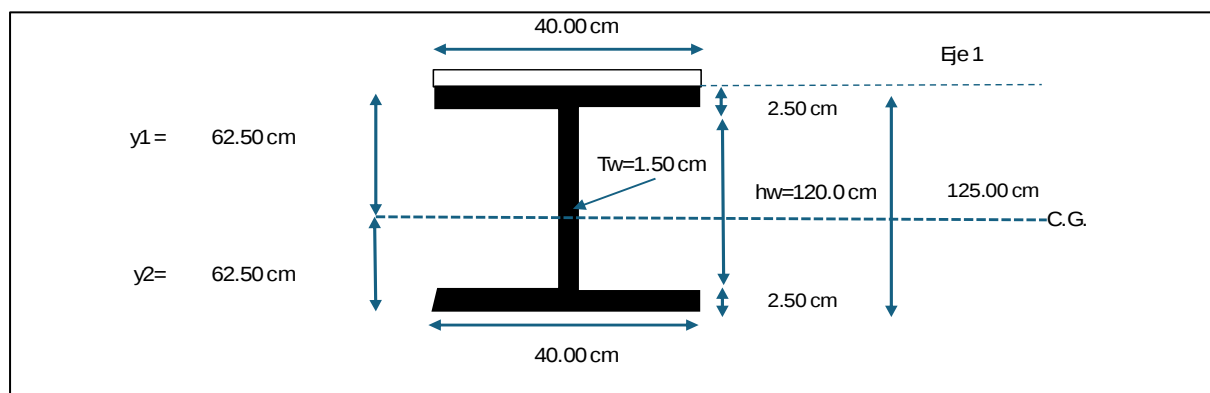
## V. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN – VIGA EXTERIOR

### 4.3.3.6. Resistencia a la flexión – viga exterior

Consideración de cargas y secuencia del colocado del concreto (Art. 6.10.5.1.1a)

#### 1) PROPIEDADES DE LA SECCIONES

Caso I: Viga de acero

**Figura 84. Sección transversal de la viga de acero soldada**

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 63. PROPIEDADES DE LA SECCION DE VIGA DE ACERO**

| Elementos      | Base (cm) | Altura (cm) | $Y_{eje}$  | Area                  | $(A) Y_{eje}$            | $I_{CG}$                 | $(A)Y^2$   |
|----------------|-----------|-------------|------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|------------|
| Apatin sup     | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 1.25 cm    | 100.0 cm <sup>2</sup> | 125.0 cm <sup>3</sup>    | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 156.25     |
| Aalma          | 1.50 cm   | 120.00 cm   | 62.5 cm    | 180.0 cm <sup>2</sup> | 11250.0 cm <sup>3</sup>  | 216000.0 cm <sup>4</sup> | 703125     |
| Apatin inf     | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 123.75 cm  | 100.0 cm <sup>2</sup> | 12375.0 cm <sup>3</sup>  | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 1531406.25 |
| Altura total = |           | 125.00 cm   | $\Sigma =$ | 380.0 cm <sup>2</sup> | 23750.00 cm <sup>3</sup> | 216104.2 cm <sup>4</sup> | 2234687.5  |

Fuente. Elaboración propia

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{y}A}{A} = \frac{23750.0 \text{ cm}^3}{380.0 \text{ cm}^2} = 62.50 \text{ cm}$$

Luego:  $y_1 = 62.50 \text{ cm}$

$y_2 = 62.50 \text{ cm}$

Inercia:

$$I_1 = \sum I_{CG} + \sum A \bar{Y}^2 = 2450791.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{CG} = I_1 - \bar{Y}^2 A = 966416.7 \text{ cm}^4$$

Módulos de sección:

$$S_1 = \text{Stop viga} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{966416.7 \text{ cm}^4}{62.50 \text{ cm}} = 15462.7 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \text{Sbot viga} = \frac{I_{CG}}{Y_2} = \frac{966416.7 \text{ cm}^4}{62.50 \text{ cm}} = 15462.7 \text{ cm}^3$$

Caso II: Sección compuesta viga exterior (relación modular n)

Este caso aplica a cargas de corto plazo (v. g. carga viva); como utiliza la sección transformada corresponderá convertir la sección de losa de concreto en acero (6.10.1.1.1b)

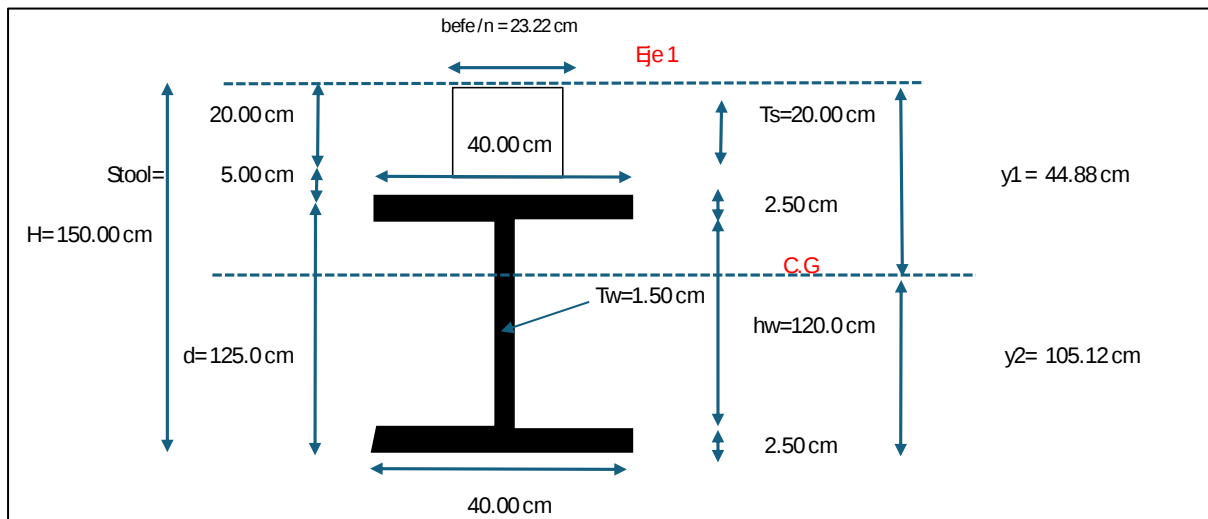
$$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 256018 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 8.0$$

$$b_{efe} = 1.85 \text{ m}$$

**Figura 85. Sección compuesta exterior para cargas de corto plazo**



Fuente. Elaboración propia

**Tabla 64. PROPIEDADES DE SECCIÓN COMPUESTA, n=8 (referidas al Eje I)**

| Elementos      | Base (cm) | Altura (cm) | $Y_{eje}$  | Area                  | $(A) Y_{eje}$            | $I_{CG}$                 | $(A) \bar{Y}^2$           |
|----------------|-----------|-------------|------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
| losa n         | 23.22 cm  | 20.00 cm    | 10.00 cm   | 464.3 cm <sup>2</sup> | 4643.5 cm <sup>3</sup>   | 15478.2 cm <sup>4</sup>  | 46434.63147               |
| Stool n        | 0.00 cm   | 5.00 cm     | 22.5 cm    | 0.0 cm <sup>2</sup>   | 0.0 cm <sup>3</sup>      | 0.0 cm <sup>4</sup>      | 0                         |
| As patin sup   | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 26.3 cm    | 100.0 cm <sup>2</sup> | 2625.0 cm <sup>3</sup>   | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 68906.25                  |
| As alma        | 1.50 cm   | 120.00 cm   | 87.5 cm    | 180.0 cm <sup>2</sup> | 15750.0 cm <sup>3</sup>  | 216000.0 cm <sup>4</sup> | 1378125                   |
| As patin inf   | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 148.75 cm  | 100.0 cm <sup>2</sup> | 14875.0 cm <sup>3</sup>  | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 2212656.25                |
| Altura total = | 150.00 cm |             | $\Sigma =$ | 844.3 cm <sup>3</sup> | 37893.46 cm <sup>3</sup> | 231582.4 cm <sup>4</sup> | 3706122.1 cm <sup>4</sup> |

Fuente. Elaboración propia

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{y}A}{A} = \frac{37893 \text{ cm}^3}{844 \text{ cm}^3} = 44.88 \text{ cm}$$

$$\text{Luego: } y_1 = 44.88 \text{ cm} \quad y_2 = 105.12 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_1 = \sum I_{CG} + \sum A \bar{Y}^2 = 3937704.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{CG} = I_1 - \bar{Y}^2 A = 2237081.8 \text{ cm}^4$$

Módulos de Sección:

$$\text{Con } Y \text{ top losa} = 44.88 \text{ cm, } S_{top \text{ losa}} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{2237081.8 \text{ cm}^4}{44.88 \text{ cm}} = 49846.9 \text{ cm}^3$$

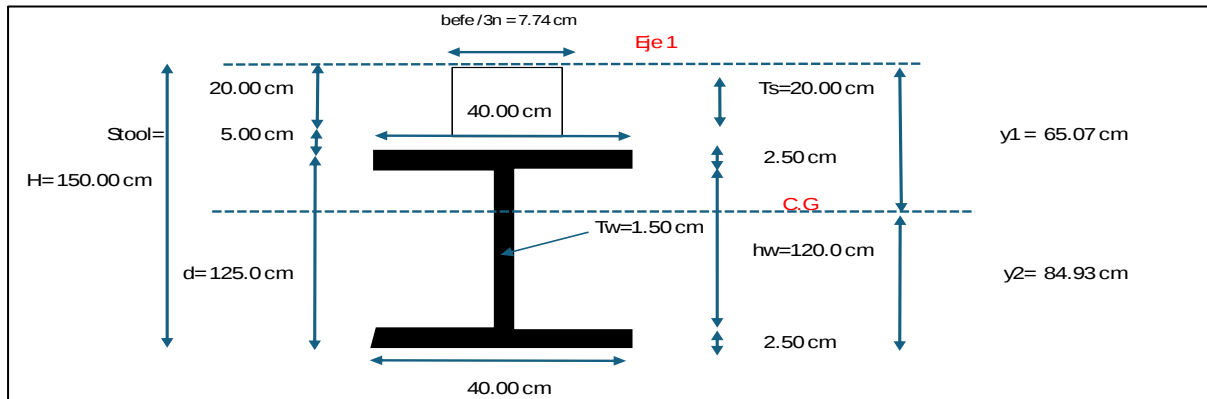
$$\text{Con } Y \text{ top losa} = 19.88 \text{ cm, } S_{top \text{ viga}} = \frac{I_{CG}}{Y_{top \text{ viga}}} = \frac{2237081.8 \text{ cm}^4}{19.88 \text{ cm}} = 112534.6 \text{ cm}^3$$

Con Y bot viga = 105.12 cm,  $S_{bot\ viga} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{2237081.8\ cm^4}{105.12\ cm} = 21281.0\ cm^3$

Caso III: Sección compuesta viga exterior (relación modular 3n)

Se prevé que en el tiempo las propiedades de la losa se reducen por el efecto creep del concreto aplica por lo tanto para las cargas de largo plazo.

**Figura 86. Sección compuesta exterior para cargas a largo plazo**



Fuente. Elaboración propia

**Tabla 65. PROPIEDADES DE SECCIÓN COMPUESTA,  $n=3n$  (referida al EJE 1)**

| Elementos      | Base (cm) | Altura (cm) | $Y_{eje}$  | Area                  | $(A) Y_{eje}$            | $I_{CG}$                 | $(A) \bar{Y}^2$           |
|----------------|-----------|-------------|------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
| losa n         | 7.74 cm   | 20.00 cm    | 10.00 cm   | 154.8 cm <sup>2</sup> | 1547.8 cm <sup>3</sup>   | 5159.4 cm <sup>4</sup>   | 15478.21049               |
| Stool n        | 0.00 cm   | 5.00 cm     | 22.5 cm    | 0.0 cm <sup>2</sup>   | 0.0 cm <sup>3</sup>      | 0.0 cm <sup>4</sup>      | 0                         |
| As patin sup   | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 26.3 cm    | 100.0 cm <sup>2</sup> | 2625.0 cm <sup>3</sup>   | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 68906.25                  |
| As alma        | 1.50 cm   | 120.00 cm   | 87.5 cm    | 180.0 cm <sup>2</sup> | 15750.0 cm <sup>3</sup>  | 216000.0 cm <sup>4</sup> | 1378125                   |
| As patin inf   | 40.00 cm  | 2.50 cm     | 148.75 cm  | 100.0 cm <sup>2</sup> | 14875.0 cm <sup>3</sup>  | 52.1 cm <sup>4</sup>     | 2212656.25                |
| Altura total = | 150.00 cm |             | $\Sigma =$ | 534.8 cm <sup>2</sup> | 34797.82 cm <sup>3</sup> | 221263.6 cm <sup>4</sup> | 3675165.7 cm <sup>4</sup> |

Fuente. Elaboración propia

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{\sum \bar{y}A}{A} = \frac{34798\ cm^3}{535\ cm^2} = 65.07\ cm$$

Luego:  $y_1 = 65.07\ cm$

$y_2 = 84.93\ cm$

Inercia:

$$I_1 = \sum I_{CG} + \sum A \bar{Y}^2 = 3896429.3\ cm^4$$

$$I_{CG} = I_1 - \bar{Y}^2 A = 1632164.4\ cm^4$$

Módulos de Sección:

Con Y top losa = 119.26 cm,  $S_{top\ losa} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{1632164.4\ cm^4}{65.07\ cm} = 25083.5\ cm^3$

$$\text{Con Y top losa} = 94.26 \text{ cm}, S_{top \text{ viga}} = \frac{I_{CG}}{Y_{top \text{ viga}}} = \frac{1632164.4 \text{ cm}^4}{40.07 \text{ cm}} = 40733.7 \text{ cm}^3$$

$$\text{Con Y bot viga} = 147.74 \text{ cm}, S_{bot \text{ viga}} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{1632164.4 \text{ cm}^4}{84.93 \text{ cm}} = 19217.6 \text{ cm}^3$$

## 2) ESFUERZOS MAXIMOS EN SECCION COMPUESTA-VIGA EXTERIOR

Cargas iniciales:

DC1 = Losa y Vigas de acero (resiste la viga de acero)

Cargas agregadas:

DW = Asfalto (resiste la sección compuesta, 3n)

DC2 = Barreras (resiste la sección compuesta, 3n)

LL+IM = Carga viva (resiste la sección compuesta, 3n)

Empleando la sección de la losa, pero transformada según (6.10.1.1.1.c), excepto para las cargas DC1, se tiene:

**Tabla 66. Esfuerzos por cargas en la viga compuesta EXTERIOR, sección de máximo momento positivo (sección 5)**

| Tipo de Carga        | Mtracción (T-m) | M compresión (T-m) | Sbot viga (cm3) | Fbot viga (Kg/cm2) | Stop viga (cm3) | Ftop viga (Kg/cm2) | Stop losa (cm3) | Ftop losa (Kg/cm2) | fc=Ftop losa/n (Kg/cm2) |
|----------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-------------------------|
| DC1 (Viga As)        | 125.72          | -224.43            | 15462.67        | 813.06             | 15462.67        | -1451.43           | 25083.53        | -894.73            | -37.43                  |
| DW (3n)              | 20.40           | -36.42             | 19217.57        | 106.15             | 40733.68        | -89.41             | 25083.53        | -145.19            | -6.07                   |
| DC2 (3n)             | 43.04           | -76.84             | 19217.57        | 223.96             | 40733.68        | -188.64            | 25083.53        | -306.34            | -12.81                  |
| <b>Total (DC+DW)</b> | 189.16          | -337.69            | 19217.57        | 984.31             | 40733.68        | -829.02            | 25083.53        | -1346.26           | -56.32                  |
| (LL+IM) (n)          | 228.10          | -232.92            | 21281.03        | 1071.86            | 112534.62       | -206.97            | 49846.90        | -467.27            | -58.64                  |
| (LL+IM) fat (n)      | 99.23           | -56.79             | 21281.03        | 466.28             | 112534.62       | -50.46             | 49846.90        | -113.92            | -14.30                  |

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 67. Combinación de esfuerzos en la sección compuesta EXTERIOR**

| Estado límite | Mutración (T-m) | Mu compresión (T-m) | Fbot viga (Kg/cm2) | Ftop viga (Kg/cm2) | Ftop losa (Kg/cm2) |
|---------------|-----------------|---------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Resistencia I | 640.78          | -838.90             | 3331.25            | -2546.41           | -2536.84           |
| Servicio II   | 485.74          | -640.55             | 2536.59            | -1998.55           | -1953.71           |
| Fatiga I      | 173.65          | -99.37              | 815.99             | -88.31             | -199.36            |
| Construcción  | 195.92          | -349.74             | 1016.32            | -1814.29           | -                  |
| ASD           |                 |                     |                    |                    |                    |

Fuente. Elaboración propia

En la sección 04 de momento positivo máximo se revisa el esfuerzo de tracción del acero en el patín inferior (F bot viga) mientras que en la sección 10 se revisa el esfuerzo de compresión en el patín superior (F top viga) por acción de las cargas.

Como se aprecia, se obtiene un esfuerzo en tracción del patín inferior  $F_{bot\ viga} = 3331.25\text{ Kg/cm}^2$  proveniente del caso de Resistencia I la cual no excede el valor de  $3515\text{ Kg/cm}^2$  correspondiente a la fluencia del acero.

#### 4.3.3.7. Resistencia causada por flexión en la sección compuesta

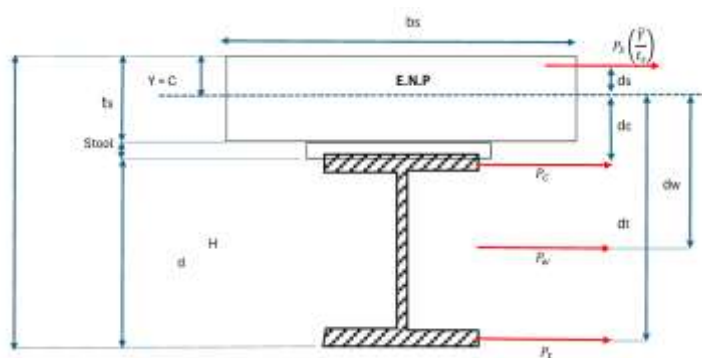
(CASO LIMITE DE RESISTENCIA I)

OBTENCIÓN DEL MOMENTO EN ESTADO PLÁSTICO

a) Ubicación del eje neutro plástico (ENP):

La imagen a continuación ilustra de manera general, las dimensiones de la sección compuesta y la aplicación de fuerzas plásticas

**Figura 87. Sección compuesta para la determinación del momento plástico  $M_p$**



Fuente. Elaboración propia

Sin embargo, es posible que el ENP se desplace y se ubique según los casos I al VII considerados en la Tabla D6. 1-1, del APENDIX D6 ASSHTO

#### POSICIONES DEL EJE NEUTRO PLÁSTICO (P.N.A) EN LA SECCIÓN COMPUESTA

Es posible omitir las fuerzas correspondientes a la armadura longitudinal de la losa (Apéndice D6.1). Las fuerzas plásticas que vamos a considerar son:

- Losa de concreto:

$$P_s = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s = 1142.40 \text{ Tn}$$

- Patín inferior de la viga de acero (tensión):

$$P_t = F_{yt} \cdot b_t \cdot t_f = 351.50 \text{ Tn}$$

- Patín superior de la viga de acero (compresión):

$$P_c = F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c = 351.50 \text{ Tn}$$

- Alma de la viga de acero:

$$P_w = F_{yw} \cdot D_{tw} = 632.70 \text{ Tn}$$

Chequeamos la ubicación del eje neutro plástico como sigue:

Posición del eje neutro plástico:  $C = T$

• Suponiendo el eje neutro plástico en el alma de la viga de acero: Caso 1

$$P_t + P_w = 984.20 \text{ Tn} \neq P_c + P_s = 1493.90 \text{ Tn}$$

Caso I:  $P_t + P_w \geq P_c + P_s$

• Suponiendo el eje neutro plástico en el patín superior de la viga: Caso 2

$$P_t + P_w + P_c = 1335.70 \text{ Tn} \approx P_s = 1142.40 \text{ Tn}$$

Luego, el eje neutro plástico está localizado en el patín superior de la viga de acero.

Es decir, según caso II, Tabla D6.1-1, en Apéndice D6 AASHTO.

$$\bar{Y} = \left( \frac{t_c}{2} \right) \left[ \frac{P_w + P_c - P_s}{P_c} + 1 \right]$$

$$\bar{Y} = 1.80 \text{ cm} < t_c = 2.50 \text{ cm}$$

Es decir, se verifica que el eje neutro plástico se ubica en el patín superior de la viga.

b) *Cálculo del momento plástico  $M_p$ :*

Tomando momentos alrededor del EJP el momento plástico  $M_p$  resulta:

$$M_p = \frac{P_c}{2t_c} [\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2] + [P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t]$$

$$ds = 16.80 \text{ cm} \quad dw = 60.70 \text{ cm} \quad dt = 121.95 \text{ cm}$$

$$M_p = 120234.03 \text{ Tn-cm}$$

$$M_p = 1202.3 \text{ Tn-m} > M_u = 681.70 \text{ Tn-m (Resistencia I)}$$

### CÁLCULO DEL MOMENTO DE FLUENCIA (D6.2.2)

$$F_{AD} = F_y - (F_{DC1} + F_{DC2} + F_{DW}) \dots (D6.2.2-2)$$

$$F_{AD} = 1814.7 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

$$f_{DC1} = 1.25 f_{bot \text{ viga}} = 1226.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{DC2} = 1.25 f_{bot \text{ viga}} = 272.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_w = 1.5 f_{bot \text{ viga}} = 201.27 \text{ kg/cm}^2$$

El momento adicional (con n=8), es:

$$M_{AD} = f_{AD} S_{bot \text{ viga}} = 393.5 \text{ Tn-m}$$

Entonces el momento de fluencia es:

$$M_y = (M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DW}) + M_{AD} \dots \dots \dots (D6.2.2 - 2)$$

$$M_y = 676.7 \text{ Tn-m}$$

El  $M_y$  se toma como el menor valor calculado tanto para el patín de compresión como para el de tensión (D6.2.2); en este caso corresponde al patín inferior en tensión.

### REVISIÓN DE SECCIÓN COMPACTA

• Para las secciones en flexión positiva, si el eje neutro plástico se encuentra en el alma:

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left( \frac{F_{yt} A_t - F_{yc} A_c - 0.85 f'_c A_s - F_{yrs} A_{rs}}{F_{yw} A_w} + 1 \right) \dots \dots \dots (D6.3.2-1)$$

Siendo:

$D_{cp}$ = Peralte del alma de acero en compresión en el momento plástico, tomado desde el encuentro del alma con el patín superior.

$D$ = Distancia libre entre patines.

$A_t$ = Área calculado en el patín en la zona traicionada.

$A_c$ = Área calculado en el patín en la zona comprimida.

$A_w$ = Área correspondiente al alma de la viga.

$A_s$ = Área de la losa de concreto.

$A_{rs}$ = Área completa del acero longitudinal contenida en el ancho efectivo de la losa de concreto.

$F_{yt}=F_{yc}=F_{yw}$  = Resistencia de fluencia del acero del patín de tracción, compresión y del alma.

$F_{ys}$ = resistencia de la fluencia del acero del refuerzo longitudinal

Datos:

$D$ = 120.0 cm

$A_t$ = 100.0 cm<sup>2</sup>

$A_c$ = 100.0 cm<sup>2</sup>

$A_w$ = 180.0 cm<sup>2</sup>

$A_s$ = 4800.0 cm<sup>2</sup>

$A_{rs}$ = 6.10 cm<sup>2</sup>

$F_{yt}= F_{yc}= F_{yw}$ = 3515 kg/cm<sup>2</sup>

$F_{ys}$ = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

$F'_c$ = 280 kg/cm<sup>2</sup>

Calculando el  $D_{cp}$

$D_{cp}$ = 0.00 cm

Para que una sección compuesta sea considerada como compacta debe cumplir además el requerimiento de esbeltez del alma:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.6.2.2 - 1)$$

$$0.00 \leq 32.089 \dots \dots \dots (\text{¡ Ok cumple!})$$

Como dicho requisito es satisfecho, la sección compuesta es compacta y la resistencia a la flexión positiva se calcula de acuerdo con lo dispuesto en (6.10.7.1) para las secciones compuestas compactas.

#### RESISTENCIA A LA FLEXIÓN (6.10.7.1)

##### Tramos Simples

Para secciones compactas compuestas en la región del momento positivo

$$\bullet \text{ Si } D_p \leq 0.1 D_t, M_n = M_p \quad (6.10.7.1.2-1)$$

$$\bullet \text{ Si } D_p > 0.1 D_t, M_n = M_p (1.07 - 0.7 (D_p/D_t)) \quad (6.10.7.1.2-2)$$

Siendo:

$D_p$  = separación entre el borde superior de la losa hasta el ENP

$$D_p = t_s + \text{engrose} + t_c + Y$$

$$D_p = 29.30 \text{ cm}$$

$$D_t = \text{Altura total de la sección compuesta} = H = 150.00 \text{ cm}$$

$$\phi = \text{Factor de resistencia a la flexión} = 1.00$$

$$\text{Como } D_p = 29.30 \text{ cm} > 15.00 \text{ cm}$$

$$M_n = 1122.1 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = \phi M_n = 1122.1 \text{ Tn} > 681.7 \text{ Tn-m} \dots \dots \dots (\text{¡ Ok cumple!})$$

Con lo que la sección de acero propuesta como viga interior proporciona adecuada resistencia a la flexión. El remanente de resistencia permite también usarla como viga exterior ya que los momentos actuantes son ligeramente mayores.

### Tramos continuos

Para tramos continuos la resistencia nominal a la flexión adicionalmente no debe exceder de:

$$M_n < 1.3 R_h M_y \quad (6.10.7.1.2-3)$$

Donde:

$M_y$ = Momento de fluencia

$R_h$ = Coeficiente de hibridación establecido conforme al ítem 6.10.1.10.1

$$M_n < 879.7 \text{ Tn-m}$$

$$M_n = 1122.1 \text{ Tn-m} < 1202.3 \text{ Tn-m} \quad (\text{¡Ok cumple!})$$

$$\text{Tomamos } M_n = 1122.1 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = \phi M_n = 1122.1 \text{ Tn-m}$$

Siendo  $M_u = 1122.1 \text{ Tn-m} > 681.70 \text{ Tn-m} \dots$  ¡Sección Satisfactoria!

### DUCTILIDAD

Esta condición se aplica para asegurar la fluencia del patín de tracción en el acero de sección soldada cuando falle la losa construida de concreto

Las secciones compactas y no compactas requieren que:

$$D_p \leq 0.42 D_t \quad (6.10.7.3 - 1)$$

$$D_p = 29.30 \text{ cm} \leq 63.00 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{¡Ok cumple!})$$

### ***4.3.3.8. Chequeo de la resistencia en flexión de la viga de acero durante la construcción (sección no compuesta)***

#### ***1. Resistencia de la viga de acero considerando la esbeltez del patín de compresión y el pandeo lateral de torsión.***

La viga de acero fue chequeada como parte integral de la sección compuesta; sin embargo, debe chequearse durante el proceso constructivo cuando el concreto aún no endurece y no se consolida la sección compuesta.

Colocando estructuras de arriostre a intervalos de 9.375 m (en extremos y en puntos cuartos) verificamos durante el proceso constructivo el esfuerzo de fluencia nominal para momento positivo.

$$f_{bu} + f_l \leq \phi R_h F_{yc} \dots \dots \dots (6.10.3.2.1 - 1)$$

$$f_{bu} + f_l \leq 3515 \frac{kg}{cm^2} \dots \dots \dots (6.10.3.2.1 - 2)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} * f_l \leq F_{nc} \dots \dots \dots (6.5.4.2)$$

a) Esfuerzo por Pandero local del patín de Compresión (FLB)

La resistencia localizada en el patín comprimido por efecto del pandero local se chequea con (6.10.8.2.2-

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = 8.00 \quad (6.10.8.2.2.-3)$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{cy}}} = 9.15 \quad (6.10.8.2. -4)$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = 16.12 \quad (6.10.8.2.2.-5)$$

$F_{yr}$  = Esfuerzo localizado en el patin comprimido al inicio de la fluencia nominal, considerado como el menor valor de 0.7  $F_{yc}$  y  $F_{yw}$  pero no inferior a 0.5  $F_{yc}$ .

$$0.7 F_{yc} = 2461 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yw} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.5 F_{yc} = 1758 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yr} = \mathbf{2461 \text{ kg/cm}^2}$$

Como  $\lambda_f < \lambda_p$  el patín es compacto; la resistencia por pandeo local del patín es:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} = 3515 \text{ kg/cm}^2 \quad (6.10.8.2.2-1)$$

Siendo:

Rb= Factor de reducción de resistencia post-pandeo como lo especificado en el ítem 6.10.1.10.2

$$R_b = 1.00$$

Rh= Coeficiente de hibridación

$$R_h = 1.00$$

Fyc= Resistencia de fluencia de compresión

$$F_{yc} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

b) Esfuerzo por pandero lateral torsional de la viga (LTB)

Calculando primero el radio de giro del patín de compresión:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left[ 1 + \frac{1}{3} \left( \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right) \right]}} \dots\dots\dots (6.10.8.2.3-9)$$

Siendo:

Dc=peralte del alma sometida a compresión evaluado en un rango elástico, a tomar según (D6.3.1-1)

$y_I$ = posición del centro de gravedad de la viga de acero desde el borde superior del patín de compresión

$$D_c = y_I - t_{fc} = 60.00 \text{ cm}$$

$$y_I = \bar{Y} = 62.50 \text{ cm}$$

$$b_{fc} = 40.00 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.50 \text{ cm}$$

$$t_{fc} = 2.50 \text{ cm}$$

Remplazando los valores, calculamos  $r_t$

$$r_t = 10.13 \text{ cm}$$

Las longitudes límites no arriostradas son:

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.8.2.3-4)$$

$$L_p = 2.44 \text{ m}$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (6.10.8.2.3-5)$$

$$L_r = 9.16 \text{ m}$$

Proponiendo un  $L_b = 9.375 \text{ m}$

Luego, como  $L_b = 9.375 \text{ m} > 9.16 \text{ m}$

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad \dots\dots\dots (6.10.8.2.3-1)$$

$C_b$  = Modificador gradiente de momento

Usando conservadoramente  $C_b = 1.00$  se tiene:

$$F_{cr} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \quad \dots\dots\dots (6.10.8.2.3-8)$$

$$F_{cr} = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nc} = F_{cr} = 2350 \text{ kg/cm}^2 \leq 3515 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (6.10.8.2.3-3)$$

Comparando el esfuerzo de pandeo local del patín de compresión ( $F_{nc}$ ) con el esfuerzo de pandeo lateral torsional ( $F_{cr}$ ); seleccionamos el esfuerzo crítico y comparamos con el esfuerzo en la sección 4 que causan las cargas en la viga exterior durante el proceso constructivo:

$$F_{nc} = \min (F_{nc} (\text{FLB}), F_{nc} (\text{LTB}))$$

$$F_{nc} = \min (3515, 2350)$$

$$F_{nc} = 2350 \text{ kg/cm}^2 > 2189 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Viga interior) ¡Ok cumple!}$$

$$> 1814 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Viga exterior) ¡Ok cumple!}$$

El arriostramiento en puntos cuartos muestra ser adecuado para las cargas intervinientes en el proceso de construcción.

## 2. Resistencia de la viga de acero considerando el pandeo en el alma

En la etapa de construcción no está permitido el pandeo en el alma de la sección de viga; el pandero por flexión se chequea con:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \dots\dots\dots (6.10.3.2.1)$$

Siendo  $F_{crw}$  la resistencia nominal al pandero del alma.

$$F_{crw} = \frac{0.9E (K)}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} \dots\dots\dots (6.10.1.9.1-1)$$

Calculamos la constante K

$$D_c = 60.00 \text{ cm}$$

$$D = 120.00 \text{ cm}$$

$$tw = 1.50 \text{ cm}$$

$$E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2} = 36$$

Pero sin exceder ( $R_h F_{yc}$ ) ni ( $F_{yw}/0.7$ )

$$F_{crw} = 10328 \text{ kg/cm}^2 \leq 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$\leq 5021 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Luego } F_{crw} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando con el esfuerzo factorado que ocurre durante la construcción de la sección compuesta cuando se coloca concreto en la losa:

$F_{bu}$  = esfuerzo producido por la compresión en el patín considerado =  $f_{top}$  viga

$$F_{bu} = 3515 \text{ kg/cm}^2 > 2189 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{viga interior}) \quad \text{¡Ok cumple!}$$

$$> 1814 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{viga exterior}) \quad \text{¡Ok cumple!}$$

#### 4.3.3.9.Revisión de deflexiones

El control de deflexión es opcional y tiene que ver con las limitaciones que al respecto establezcan las autoridades.

##### I) Deflexión por carga muerta (viga interior)

La deflexión localizada en el centro de luz por carga uniforme en una viga interior (crítica para las deflexiones permanentes por poseer mayor carga muerta) para el estado límite de Servicio II, es:

$$\Delta_{CL} = \frac{5wL^4}{384EI} = 1262216.0 \text{ w/l}$$

**Tabla 68. Cálculo de deflexiones por carga muerta**

| Caso | w(kg/cm)   | I (cm <sup>4</sup> )      | Δ(cm)    |
|------|------------|---------------------------|----------|
| DCI  | 15.4 kg/cm | 966416.7 cm <sup>4</sup>  | 20.13 cm |
| DW   | 2.7 kg/cm  | 1762191.4 cm <sup>4</sup> | 1.93 cm  |
| DC2  | 4.4 kg/cm  | 1762191.4 cm <sup>4</sup> | 3.13 cm  |
| Σ =  |            |                           | 25.19 cm |

Fuente. Elaboración propia

Considerar una contraflecha mínima de = 26.00 cm > 25.19 cm ; **Ok cumple!**

##### II) Deflexión por carga viva

La deflexión límite es:

$$\Delta_{\text{máxS/C}} = L/800 = 4.69 \text{ cm} \dots\dots (\text{Art. 2.5.2.6.2})$$

Por ser de dos vías (m=1.0)

$$g = m \left( \frac{2\text{vías}}{4\text{vías}} \right) = 0.5$$

$$\text{Luego: } P = g(I+IM) \quad P = 2.41 \text{ T}$$

Y la carga de carril:  $w = 0.476 \text{ Tn/m}$

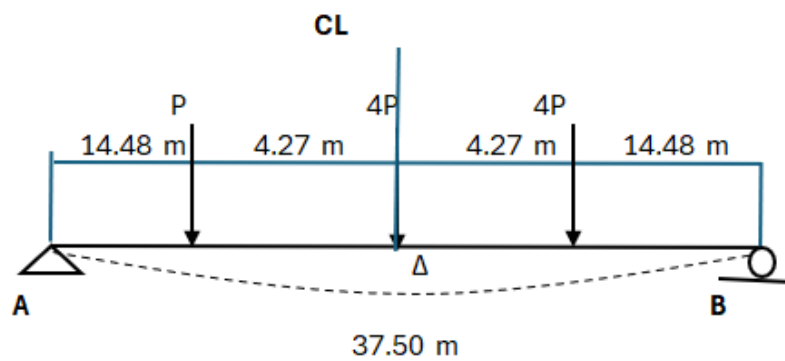
#### OBTENCIÓN DE LA DEFLEXIÓN OCURRIDO EN EL PUNTO CENTRAL DEL PUENTE

La deflexión máxima se calcula con las deflexiones provocadas por:

- Camión de diseño
- 25% (camión de diseño) + la carga de vía

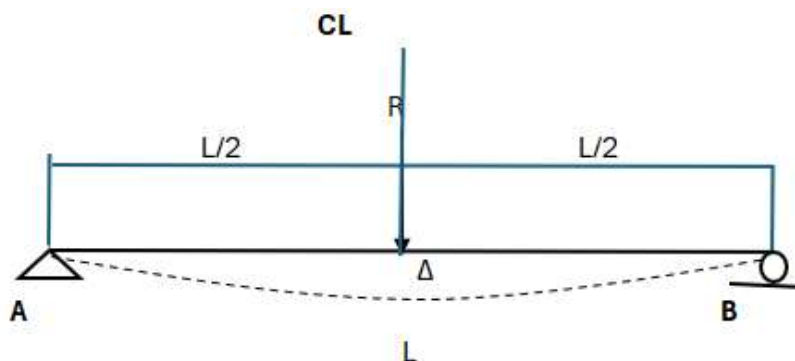
a.1) Deflexión por camión solo

**Figura 88.** Ubicación crítica del camión para el cálculo de deflexiones máximas.



Deflexión por la carga puntual 4P en el centro de luz:

**Figura 89.** Viga simple con carga puntual en el centro de luz



Con  $I_x = 2386026.7 \text{ cm}^4$  (Para sección n=8)

$$R = 4P = 9.66 \text{ T}$$

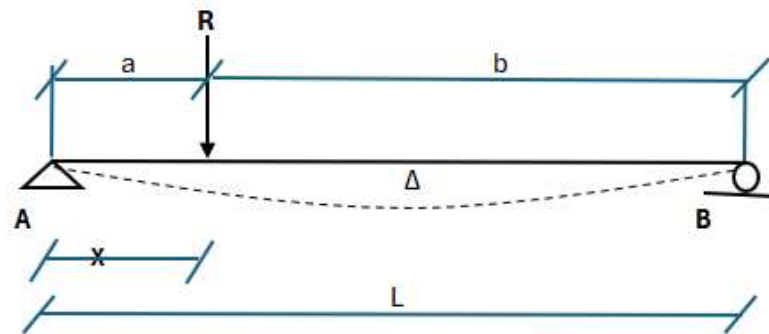
$$L = 37.50 \text{ m}$$

$$E = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta = \frac{RL^3}{48EI} = 2.18 \text{ cm}$$

Deflexión por una carga puntual en una posición cualquiera:

**Figura 90. Viga simple con carga puntual fuera del centro de luz**



Deflexión por la carga  $R=4P$  está en

|                       |                                  |
|-----------------------|----------------------------------|
| $a = 23.02 \text{ m}$ | Y entonces $b = 14.48 \text{ m}$ |
|-----------------------|----------------------------------|

$$X = 18.75 < a$$

la deflexión en  $X = 18.75 \text{ m}$  es

$$\Delta = \frac{Rbx}{6EI} * (l^2 - b^2 - x^2) = 2.02 \text{ cm}$$

Deflexión por la carga  $P$  en

|                       |                                  |
|-----------------------|----------------------------------|
| $a = 14.48 \text{ m}$ | Y entonces $b = 23.02 \text{ m}$ |
|-----------------------|----------------------------------|

$$X = 18.75 > a$$

la deflexión en  $X = 18.75 \text{ m}$

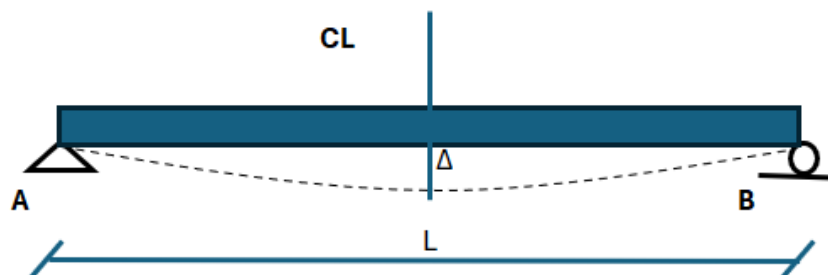
$$\Delta = \frac{Rb(L-X)}{6EIL} * (l^2 - a^2 - (l-x)^2) = 0.51 \text{ cm}$$

La deflexión por el camión es:

$$\Delta = 2.18 \text{ cm} + 2.02 \text{ cm} + 0.51 \text{ cm} = 4.71 \text{ cm}$$

## a.2) Deflexión por carga viva

**Figura 91. Viga simple con carga uniforme distribuida**



$$\Delta = \frac{5 * W * L^4}{384EI} = \frac{(5)(4.76)(3750.00)^4}{(384)(2,040,000 \text{ kg/cm}^2)(2386026.7 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384EI} = 2.52 \text{ cm}$$

### a.3) Deflexiones críticas

$$\text{Deflexión por camión solo} = \Delta = 4.71 \text{ cm}$$

Deflexión por 25% camión + carga de vía =

$$\Delta = 0.25 (4.71 \text{ cm}) + 2.52$$

$$\Delta = 3.70 \text{ cm}$$

$$\text{Luego } \Delta = 3.70 \text{ cm} < \frac{L}{800}$$

$$\Delta = 0.78 \text{ cm} < 4.69 \text{ cm}; \text{ Ok cumple!}$$

### a.4) Esfuerzos limite por deformaciones críticas (viga interior) Flexión

El chequeo de esfuerzos limites (aplica el estado límite de servicio II) para prevenir deflexiones permanentes peligrosas por cargas de tráfico severo.

Se analiza para asegurar el correcto funcionamiento de la estructura, la comodidad de los usuarios y el cumplimiento de requisitos estéticos y de durabilidad, más allá de la simple ausencia de colapso. El Estado Límite de Servicio II, en particular, está enfocado en situaciones como las vibraciones excesivas y la deflexión que pueden afectar la funcionalidad y la experiencia del usuario, incluso si la estructura es segura frente al colapso.

Para el patín de la viga de la sección compuesta en la zona superior

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95 * R_h * F_{yf} \dots\dots\dots (6.10.4.2.2-1)$$

$$f_f \leq 3339.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Siendo } f_f = f_{top \text{ viga}} = 2189.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$2189.8 \text{ kg/cm}^2 \leq 3339.25 \text{ kg/cm}^2 \text{ ;Ok cumple!}$$

Para el patín de la viga de la sección compuesta en la zona inferior:

$$f_f \leq 3339.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Siendo } f_f = f_{\text{bot viga}} = 2677.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$2677.5 \text{ kg/cm}^2 \leq 3339.25 \text{ kg/cm}^2 \text{ ¡Ok cumple!}$$

Siendo:

$$f_f = \text{esfuerzo de flexión en el patín (no flexión lateral)}$$

$$f_l = \text{esfuerzo de flexión lateral en el patín} = 0$$

Dada la amplia capacidad que posee la viga interior, del mismo modo la viga exterior será suficiente.

#### **4.3.3.10. Fatiga en viga interior**

El rango permisible de esfuerzos debido a la fatiga está condicionados a los ciclos de carga y los detalles de las uniones.

$$\text{Para el caso límite de Fatiga I: } U = 1.75 (LL+IM)_{\text{fat}}$$

Resistencia nominal en fatiga

Para la combinación de Fatiga I:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{\text{TH}} \dots\dots\dots (6.6.1.2.5-1)$$

$$(\Delta F)_n = 1687.0 \text{ kg/cm}^2 > 685.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ ¡Ok cumple!}$$

Nota: La categoría A está relacionada con elementos laminados planos o en la que presenten una superficie limpia (no contempla aquellos que muestren desgaste y no estén recubiertos), donde la terminación de sus bordes sea seccionada con llama de gas y tengan una rugosidad cuyo valor sea 1000  $\mu$ -in o menor.

**Tabla 69. Constante de Amplitud de Fatiga Crítica ( $\Delta F$ ) TH****Tabla 6.6.1.2.3-1, AASHTO**

| CATEGORIA | ( $\Delta F$ ) <sub>HT</sub> |
|-----------|------------------------------|
| A         | 1687                         |
| B         | 1125                         |
| B'        | 844                          |
| C         | 703                          |
| C'        | 844                          |
| D         | 492                          |
| E         | 316                          |
| E'        | 183                          |

Fuente: Tabla 6.6.1.2.3-1 AASHTO

Siendo:

( $\Delta F$ )<sub>TH</sub> = constante de amplitud de fatiga límite( $\Delta F$ )<sub>TH</sub> = 24 KSI = 1687.0 kg/cm<sup>2</sup> (Clasificación A) ..... (Tabla 6.6.1.2.3-1)( $\Delta F$ )<sub>n</sub> = resistencia nominal a la fatigaf<sub>bot viga</sub> = 685.6 kg/cm<sup>2</sup>**4.3.3.11. Cortante en sección compuesta**

a) ALMA SIN RIGIDIZADORES

Se debe de cumplir:

D = 120.00 CM

Tw = 1.50 cm

$$\frac{D}{t_w} = 80 \leq 150 \dots \dots \dots (6.10.2.1.1. -1) \dots \dots \text{¡Se necesita Rigidizadores!}$$

Evaluando el caso límite de Resistencia I, encontramos la capacidad al corte  
proveído por el alma no rigidizada de una viga:

Con **k=5** ..... (6.10.9.2 y 6.10.90.3.2-7)

La relación C se toma como:

E = 2040000.00 kg/cm<sup>2</sup>F<sub>yw</sub> = 3515 kg/cm<sup>2</sup>

$$Si \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 60.33 \longrightarrow 80 \leq 60.33$$

$$Si 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \longrightarrow 60.33 \leq 80.00 \leq 75.42$$

$$Si \frac{D}{t_w} \geq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 80.00 \geq 75.42 \quad \text{¡Ok cumple!}$$

C se toma como:

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 0.71$$

Luego, la capacidad en corte de viga interior para el estado límite Resistencia I es:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D T_w = 366.97 \text{ Tn}$$

Calculamos la Vu:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi C V_p$$

Siendo:

$$\phi = 1.00$$

$$\phi V_n = 261.23 \text{ Tn}$$

Para el apoyo (Sección 0), la carga de corte actuante en la viga interior (Resistencia I) es:

$$V_u = 118.97 \text{ Tn} \leq 261.23 \text{ Tn} \quad \text{¡Ok cumple!}$$

Luego, se verifica que por la demanda de cortante resistente no se requiere rigidizadores, pero se diseñará con rigidizadores longitudinales puesto que **no cumple la relación mínima menor a 150.**

b) ALMA CON RIGIDIZADORES

$$\frac{D}{t_w} = 80.00 \leq 300 \quad \text{¡Ok cumple!}$$

Se colocará en el puente diafragmas cada 9.375 m y las placas de conexión de los diafragmas actuarán como rigidizadores. Se agregará además al interior un rigidizador entre diafragmas ( $d = 4.6875$  m), excepto en los paños extremos donde hay mayor requerimiento de corte y los rigidizadores se dispondrán a distancias menores.

**Tabla 70. Tabla 1 - Corte en secciones de viga (ton)**

|               |        |      |               |      |             |       |
|---------------|--------|------|---------------|------|-------------|-------|
| x (m)         | 0      | 3.75 | <b>4.6875</b> | 7.5  | <b>9.38</b> | 11.25 |
| Viga-interior | 118.97 | 95.8 | 90.872        | 73.4 | 62.610      | 51.82 |

**Tabla 71. Tabla 2 - Corte en secciones de viga (ton)**

|               |       |        |        |       |         |         |        |
|---------------|-------|--------|--------|-------|---------|---------|--------|
| x (m)         | 15    | 18.75  | 22.5   | 26.25 | 30      | 33.75   | 37.5   |
| Viga-interior | -35.4 | -56.00 | -76.75 | -97.5 | -118.12 | -138.46 | -158.4 |

### **b.1) Paneles extremos**

En los paneles extremos no se presenta la acción en el campo provocado por la tensión. La resistencia al cortante nominal de un panel extremos está gobernada por la fluencia por corte o el pandeo por corte.

#### Cálculo de la distancia máxima entre rigidizadores

Para la sección 0 (no hay campo de tensión), asumiendo que:

$$\frac{D}{t_w} = 156.67 > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \dots\dots (6.10.9.3.2-6)$$

Como  $V_n = CV_p$ , se tiene:

$$V_n = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) V_p$$

Despejando k de la ecuación anterior se tiene:

$$k_{min} = \frac{V_n F_{yw}}{1.57 V_p E} \left(\frac{D}{t_w}\right)^2$$

Entonces, con  $V_n = V_u / \phi = 118970.0 \text{ kg}$

$F_{yw} = 3515 \text{ kg/cm}^2$

$V_p = 366966.00 \text{ kg}$

$E = 2040000.00 \text{ kg/cm}^2$

$D/t_w = 80.00$

El valor de  $k_{\min} = 2.28$

Como:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \dots\dots\dots (6.10.9.3.2-7)$$

El valor de  $k_{\min}$  es menor que el valor asumido de  $k = 5$ , por lo tanto, no habría una distancia máxima entre rigidizadores.

#### Corte resistente

Para el rigidizador más cercano al apoyo se tiene:

El cortante actuante en la sección 0 (apoyo) es  $V_u = 118.97 \text{ Tn}$  (VIGA INTERIOR)

El cortante resistente, estado límite Resistencia I, es:

$$V_u = \phi V_n = \phi C V_p \dots\dots\dots (6.10.9.1-1 \text{ y } 6.10.9.2-1)$$

**La separación de los rigidizadores no deberá exceder de  $1.5D$  para paneles con o sin rigidizadores ubicado en los extremos.**

Colocando 3 rigidizadores entre la Sección 0 (apoyo) y el primer rigidizador interior (a 4.575 m del apoyo) se tiene:

$$d_o = 1.525 \text{ m}$$

$$d_o = 1.53 \text{ m} < 1.5 D$$

$$1.525 < 1.80 \text{ m} \quad ; \quad \textbf{Ok cumple!}$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} = 16.87$$

$$1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 95.97, \quad \text{como lo supuesto}$$

Para rigidizadores separados @ 152.5 cm

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) = 0.96$$

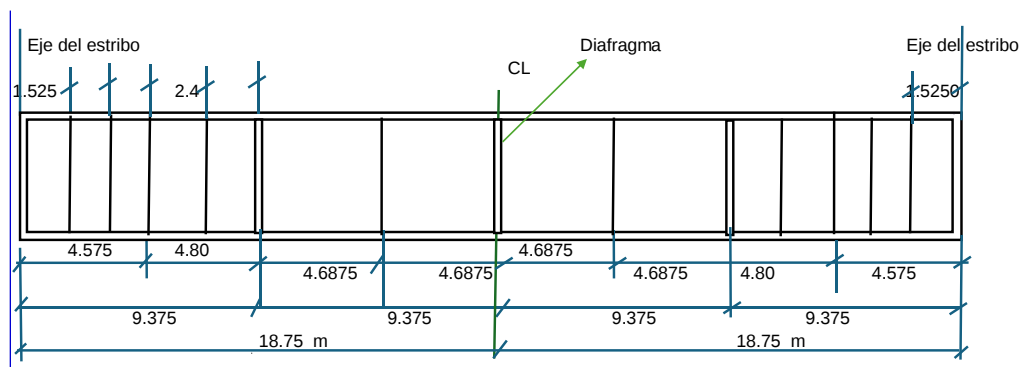
El corte resistente para el estado límite Resistencia I, es:

$$V_U = \phi V_n = \phi C V_p$$

$$\phi V_n = 352.16 \text{ Tn} \geq 118.97 \text{ Tn} \quad \text{¡ Ok cumple!}$$

Se colocarán rigidizadores desde el apoyo: 3@1.525, 2@2.4 y el resto @ 4.6875m, excepto donde coincidan con la estructura transversal de diafragma, que hará las veces de rigidizador.

**Figura 92. Configuración de los rigidizadores transversales en la viga de acero**



### b.2) Paneles interiores (campo de tensión)

En sección a 4.575 m del apoyo (rigidizadores @ 2.4m)

$V_u = 93.57 \text{ Tn}$  ..... (Viga interior, Resistencia I)

El corte resistente, considerando rigidizadores a 2.4 m, es:

$$d_0 = 2.4 \text{ m}$$

$$k = 5 + \frac{S}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} = 5.22$$

$$1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 78.27$$

Luego:

$$\frac{D}{t_w} = 80.00 > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 78.27$$

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) = 0.767$$

Luego, la resistencia al corte es:

Si:

$$\frac{2Dt_w}{(b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft})} \leq 2.5 \dots \dots \dots (6.10.90.3.2 - 6)$$

Como:

$$1.80 \leq 2.5; \text{ Como no es menor se tiene}$$

$$V_p = 366.97 \text{ Tn}$$

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1 - C)}{\sqrt{1 + (d_0/D)^2 + (d_0/D)}} \right]$$

$$V_n = 311.77 \text{ Tn}$$

$$V_n = 311.77 \text{ Tn} > 90.87 \text{ Tn} \quad \text{¡Ok cumple!}$$

En sección a 9.375 m del apoyo (rigidizadores @ 4.6875m)

$V_u = 62.61 \text{ Tn}$  (Viga interior, Resistencia I)

$$d_0 = 4.6875 \text{ m}$$

$$D = 1.20 \text{ m}$$

$$t_w = 1.50 \text{ m}$$

El corte resistente es:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} = 5.33$$

$$1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 77.85$$

Luego:

$$\frac{D}{t_w} = 80.00 > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 77.85$$

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) = 0.76$$

Luego, la resistencia al corte es:

Si,

$$\frac{2Dt_w}{(b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft})} \leq 2.5$$

$1.80 \leq 2.5$  ; Como no es menor se tiene

$$V_p = 366.97 \text{ Tn}$$

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1 - C)}{\sqrt{1 + (d_o/D)^2 + (d_o/D)}} \right]$$

$$V_n = 288.06 \text{ Tn}$$

$$V_n = 288.06 \text{ Tn} > 62.61 \quad \text{¡ Ok cumple!}$$

#### 4.3.4. Diseño de rigidizadores transversales intermedios

Los rigidizadores transversales intermedios que a su vez funcionan como conectores para los diafragmas, deben extenderse a través del peralte completo del alma. Para este diseño se utilizará acero A572 Grado 50 en los rigidizadores. En donde se use diafragmas, se usarán rigidizadores a cada lado del alma como elementos conectores. Para otras ubicaciones una placa simple será soldada a un lado del alma únicamente.

a) Rigidizadores transversales de una sola placa

Se diseña en base al cortante máximo lo cual es conservadoramente cercano.

- Propuesta de rigidizador

Se propone una placa de:

bt = ancho del rigidizador = 12.0 cm

tp = grosor del rigidizador = 1.00 cm

bf = ancho del ala del patín en compresión (cm) = 40 cm

d = profundidad total de la sección de acero (cm) = 125 cm

tw = 1.50 cm

Fys = resistencia mínima de fluencia del rigidizador = 3515 kg/cm<sup>2</sup>

- Requisitos de geometría

Los requerimientos de ancho saliente se chequean para prevenir el pandeo local de los rigidizadores transversales. El ancho saliente debe reunir los siguientes requerimientos:

$$5 + \frac{d}{30} \leq b_t \quad (6.10.11.1.2 - 1)$$

$$5 + \frac{125}{30} \leq b_t \quad (6.10.11.1.2 - 1)$$

$$9.17 \leq 12.0 \text{ cm} \quad \text{¡Ok cumple!}$$

$$16t_p \geq b_t \geq 0.25b_f \quad (6.10.11.1.2 - 2)$$

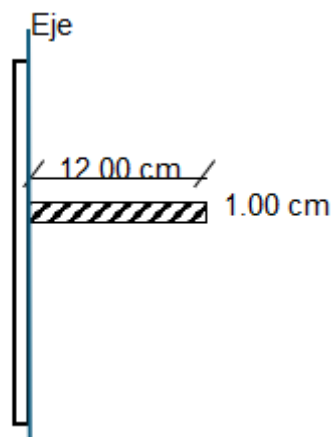
$$16.0 \text{ cm} \geq 12.0 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm} \quad \text{¡Ok cumple!}$$

Momento de inercia

La inercia del rigidizador ( $I_t$ ) es tomada desde el borde en interacción con el alma cuando se emplea un rigidizador, o desde el eje del alma en pares de rigidizadores.

La inercia ( $I_t$ ) de un rigidizador 1.0cm x 12.0cm con respecto de la base de contacto con el alma, es:

**Figura 93. Rigidizador transversal de una sola placa en contacto con el alma de la viga**



$$I_t = I_o + Ad^2 = 576.0 \text{ cm}^4$$

También:

$$F_{yw} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ys} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$$

$F_{crs}$  = esfuerzo de pandeo local del rigidizador

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \quad (6.10.11.1.3 - 6)$$

$$F_{crs} = 4392 \text{ kg/cm}^2 \leq 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{crs} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$\rho_t$  = el valor máximo entre ( $F_{yw}/F_{crs}$ ) y 1.0

$$\rho_t = 1.00$$

luego, el momento de inercia de los rigidizadores transversales será superior al menor de:

$$I_t \geq d_o t_w^3 J \quad (6.10.11.1.3 - 3)$$

$$I_t \geq \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (6.10.11.1.3 - 4)$$

Siendo:

$D$  = peralte del alma = 120 cm

$d_o$  = espaciamiento de los rigidizadores

$t_w$  = 1.50 cm

$J$  = parámetro de rigidez flexional del rigidizador

$$I_t \geq \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (6.10.11.1.3 - 4)$$

Para  $d_o = 152.5$  cm

$$J = -0.45 \geq 0.5$$

$$J = 0.50$$

Cálculo del momento de inercia:

$$I_t = 257.3 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 370.8 \text{ cm}^4$$

Luego el momento de inercia  $I_t$  es:

$$I_t = 257.3 \text{ cm}^4$$

Luego:  $I_t = 576.0 \text{ cm}^4 \geq 257.3 \text{ cm}^4$  ¡Ok cumple!

$$\text{Para } d_0 = 240 \text{ cm}$$

$$J = -1.38 \geq 0.5$$

$$J = 0.50$$

Cálculo del momento de inercia

$$I_t = 405 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 370.8 \text{ cm}^4$$

Luego el momento de inercia  $I_t$  es:

$$I_t = 370.8 \text{ cm}^4$$

Luego:  $I_t = 576.0 \text{ cm}^4 \geq 370.8 \text{ cm}^4$  ¡Ok cumple!

$$\text{Para } d_0 = 468.75 \text{ cm}$$

$$J = -1.84 \geq 0.5$$

$$J = 0.50$$

Cálculo del momento de inercia

$$I_t = 791 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 370.8 \text{ cm}^4$$

Luego el momento de inercia  $I_t$  es:

$$I_t = 370.8 \text{ cm}^4$$

Luego:  $I_t = 576.0 \text{ cm}^4 \geq 370.8 \text{ cm}^4$  ¡Ok cumple!

b) Rigidizadores de doble placa en zonas de diafragmas

Los rigidizadores transversales intermedios de doble placa se utilizarán en localizaciones donde se conectan los diafragmas, se propone 2 placas de 1.0cm x 12.0cm.

- Ancho saliente del rigidizador

Siendo:

$t_p$  = grosor saliente del elemento = 1.00 cm

$d$  = 125 cm

$F_{ys}$  = resistencia mínima de fluencia del rigidizador = 3515 kg/cm<sup>2</sup>

$b_f$  = ancho del ala del patín en compresión = 40 cm

$b_t$  = ancho del rigidizador = 12.00 cm

el ancho saliente de cada rigidizador debe reunir los siguientes requerimientos:

$$5 + \frac{d}{30} \leq b_t \quad (6.10.11.1.2 - 1)$$

$$9.17 \text{ cm} \leq 12.00 \text{ cm} \text{ ¡Ok cumple!}$$

Además:

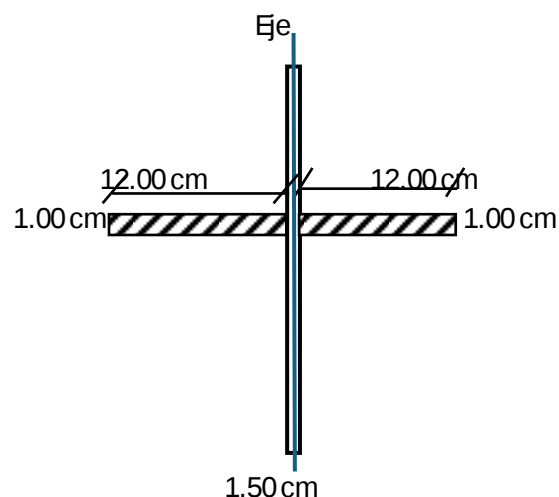
$$16t_p \geq b_t \geq 0.25b_f \quad (6.10.11.1.2 - 2)$$

$$16 \text{ cm} \geq 12.00 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm} \text{ ¡Ok cumple!}$$

- Momento de inercia

En este caso en que se emplean los rigidizadores, la inercia del rigidizador ( $I_t$ ) se toma desde el eje del alma.

**Figura 94. Rigidizador transversal de placa doble**



La inercia ( $I_t$ ) de los rigidizadores 1.5cm x 16.5cm con respecto del eje del alma, es:  $I_t = I_o + Ad^2 = 1381.5 \text{ cm}^4$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \quad (6.10.11.1.3 - 6)$$

$$F_{crs} = 4392 \text{ kg/cm}^2 \leq 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{crs} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_t = 1.00$$

luego, el momento de inercia de los rigidizadores transversales será superior al menor de:

$$I_t \geq d_o t_w^3 J \quad (6.10.11.1.3 - 3)$$

$$I_t \geq \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (6.10.11.1.3 - 4)$$

Siendo:

$$d_o = 468.75 \text{ cm}$$

$$D = \text{peralte del alma} = 120.00 \text{ cm}$$

$$J = 2.5 \left( \frac{D}{d_o} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \quad (6.10.11.1.3 - 5)$$

$$J = -1.836 \geq 0.5$$

$$J = 0.5$$

Cálculo del momento de inercia  $I_t$  es:

$$I_t = 791 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 370.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{Luego } I_t = 1381.5 \text{ cm}^4 \geq 370.8 \text{ cm}^4 \text{ ¡Ok cumple!}$$

c) Rigidizadores en zona de estribos (6.10.11.2)

Escogemos en este caso para la zona de estribos rigidizadores de apoyo conscientes de dos placas de espesor 5/8" (1.6cm) y ancho 15.25 cm.

- Pandeo local

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.10.11.2.2 - 1)$$

$$15.25\text{cm} \leq 18.50\text{ cm} \text{ ¡Ok cumple!}$$

Siendo:

$$t_p = 5/8''$$

$$b_t = (b_{fc} - t_w)/2 = 15.25\text{ cm}$$

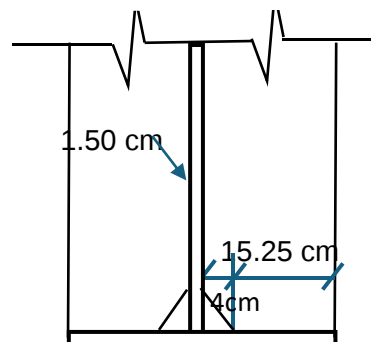
$$E = 2040000\text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ys} = 3515\text{ kg/cm}^2$$

- Resistencia de apoyo (6.10.11.2.3)

Para lograr que el rigidizador de apoyo se ensamble en los patines, una porción de la esquina debe ser cortada, el corte se realiza para que facilite la soldadura entre el patín y la placa del alma, por lo tanto, el área de apoyo debe reducirse al calcular la resistencia del apoyo.

**Figura 95.    Ensamble del rigidizador de placa doble acoplado en el alma de la viga y patines**



Siendo:

$$V_u = 118.97\text{ Tn (viga interior – caso de Resistencia I)}$$

$$\phi_b = \text{factor de resistencia de apoyo} = 1.0 \text{ (Art. 6.5.4.2)}$$

$$A_{pn} = \text{área de contacto del elemento saliente del rigidizador con el patín}$$

$$A_{pn} = 2(15.25 \cdot 4) (1.6) = 36 \text{ cm}$$

$F_{ys}$  = resistencia mínima de fluencia del rigidizador = 3515 kg/cm<sup>2</sup>

$(R_{sb})_u$  = resistencia de apoyo factorada

La resistencia de apoyo factorada se calcula con:

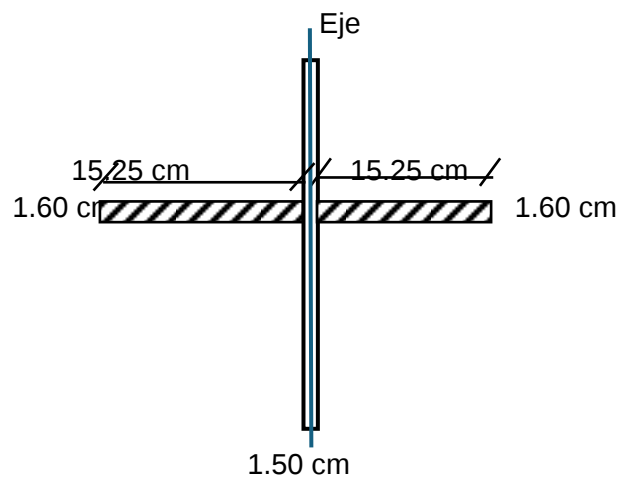
$$(R_{sb})_u = \phi_b (1.44) A_{pn} F_{ys} \quad (6.10.11.2.3 - 1 y - 2)$$

$$(R_{sb})_u = 182.22 \text{ Tn} \geq 178.97 \text{ Tn} \text{ ;Ok cumple!}$$

- Capacidad axial de los rigidizadores en apoyos (6.10.11.2.4)

### Sección efectiva

**Figura 96. Rigidizadores transversales de placa doble en apoyos**



Los rigidizadores soldados acoplados al alma ubicado en los apoyos, constan de una sección efectiva de columna formada de dos placas de 1.6 cm x 15.25 cm, como se aprecia en la figura. Para encontrar la capacidad frente a la compresión, se calculan las propiedades de la sección. Su radio de giro se determina en el centro del alma y su longitud efectiva en 0.75 veces el peralte del alma (D).

### Radio de giro

$$I = I_o + Ad^2 = 4368.6 \text{ cm}^4$$

$$A = 48.8 \text{ cm}^2$$

$$r_s = \sqrt{\frac{I}{A}} = 9.46 \text{ cm}$$

$$\text{Esbeltez} = \frac{KL}{r_s} = 9.51$$

$$K = 0.75$$

$$L = D = 120.00 \text{ cm}$$

#### Pandeo local

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.9.4.2 - 1)$$

$$9.53 \leq 10.84 \text{ ¡Ok cumple!}$$

Siendo:

$$K = 0.45 \text{ (Tabla 6.9.4.2-1)}$$

#### Carga axial resistente:

En los estribos, la carga puntual actuante en la viga soldada interior es  $P_u = 122.97$

Tn. La resistencia axial de los rigidizadores de apoyo se determinará según:

$$P_u = \phi_c P_n \quad (6.9.2.1 - 1)$$

Siendo:  $\phi_c$  = factor de resistencia a la compresión = 0.9

- Resistencia nominal a la compresión:

$$\text{Si: } \frac{P_o}{P_e} \leq 2.25, P_n = \left[ 0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right] P_o \quad (6.9.4.1.1 - 1)$$

Siendo:

$$P_o = \text{resistencia de fluencia} = F_y A_g$$

$$P_o = 171.53 \text{ Tn}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g \quad (6.9.4.1.2 - 1)$$

$$P_e = 10858.97 \text{ Tn}$$

Como:  $0.061 \leq 2.25$  ¡Ok cumple!

$$P_n = \left[ 0.658^{\frac{P_o}{P_e}} \right] P_o$$

$$P_n = 170.40 \text{ Tn}$$

$$P_u = 153.36 \text{ Tn} > 118.97 \text{ Tn} ; \text{Ok cumple!}$$

Por consiguiente, los rigidizadores son adecuados y en los apoyos se usarán dos placas de sección 1.6cm x 15.25cm. La distribución final de los rigidizadores queda tal como se indicó en el gráfico.

#### **4.3.5. Conectores de cortante (Art. 6.10.10)**

En los puentes de sección compuesta para soportar el corte en la interfase concreto-acero, se recomienda conectores de corte posicionados de manera que cubra la longitud del puente, inclusive en las zonas de momento negativo si las hubiera.

- Tipos de conectores

Los conectores más usados son los de tipo canal y los stud; éstos se colocan de modo tal que la superficie completa del conector quede en contacto con el concreto para así resistir los movimientos verticales y horizontales entre el concreto y la sección de acero.

Para el presente diseño se utilizará conector tipo stud de ¾” y altura de 4”.

$$\varnothing_{\text{stud}} = 0.75 \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$$

#### **Requerimientos**

- a)  $h/\varnothing = 5.33 > 4 \text{ ok!}$  (Art. 6.10.10.1.1)
- b) Espaciamiento transversal de conectores (Art. 6.10.10.1.3)

$$S_{\text{entre conectores}} \geq 4 \varnothing$$

$$S_{\text{entre conectores}} = 10\text{cm} \geq 7.6\text{cm Ok!}$$

$$S_{\text{transv al borde}} \geq 1''$$

$$S_{\text{borde}} = (bf - 2S_{\text{entre conectores}}) / 2 = 10 \text{ cm}$$

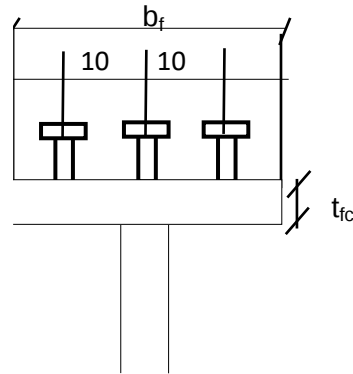
$$S_{\text{trans al borde}} = 9.05\text{cm} \geq 2.5\text{cm Ok!}$$

c) Recubrimiento y penetración (Art. 6.10.10.1.4)

Penetración del stud en el concreto  $\geq 2''$

Recubrimiento  $\geq 2''$

**Figura 97. Conectores por corte en la parte superior del patín de la viga**



Resistencia al corte por fatiga (Art. 6.10.10.2)

Estado límite de Fatiga I

$$Z_r = 5.5d.^2 \quad (6.10.10.2 - 1)$$

$$Z_r = 3.09 \text{ kip} = 1.40 \text{ Tn}$$

$Z_r = 1.40 \text{ Tn}$  = resistencia al corte por fatiga de un stud

El paso de los conectores por corte debe satisfacer el estado límite de fatiga.

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (6.10.10.1.2 - 1)$$

$V_{sr}$  = rango por fatiga en el corte horizontal evaluado por unidad de longitud

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2} \quad (6.10.10.1.2 - 1)$$

$V_{sr} = V_{fat}$  (para tramos rectos) (6.10.10.1.2)

$V_{fat}$  = rango por fatiga en el corte longitudinal por unidad de longitud

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I} \quad (6.10.10.1.2 - 3)$$

$V_f$  = rango de fuerza de corte vertical por la combinación de carga de fatiga

$V_f = \Delta V_{fat} I$  (viga interior)

$Q$  = momento primero del área transformada de corto plazo ( $n$ ) de la losa de concreto alrededor del eje neutro en la sección compuesta.

$$Q = \left( y - \frac{t_s}{2} \right) A_{losa}$$

$$Q = 18058.45 \text{ cm}^3$$

**Figura 98. Sección utilizada en la determinación de  $Q$**

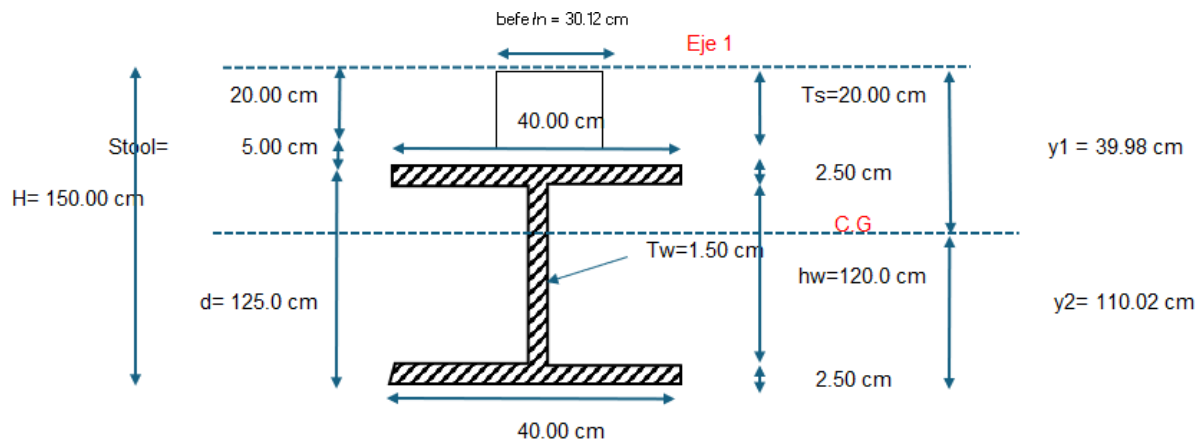


Fig. 10 - Sección utilizada en la determinación de  $Q$

$I$  = momento de inercia evaluado a corto plazo en la sección compuesta

$$I = 2386026.7 \text{ cm}^4 \text{ (calculado con } n = 8 \text{)}$$

$n = 3$  conectores en sección transversal

ahora, calculamos el paso “ $p$ ” de los stud con:

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} = \frac{nZ_r}{V_{fat}} \rightarrow p \leq \frac{nZ_r I}{V_f Q}$$

$$\rightarrow p \leq \frac{10045112.83}{18058.45 V_f} = \frac{556.26}{V_f}$$

Con los valores de la envolvente de fatiga  $V_{fat}$  obtenidos con el programa

SAP2000, se tiene:

**Tabla 72. Cálculo del paso “p” del stud según la envolvente de cortante por fatiga**

| Sección | X<br>(m) | Vfat máx<br>(Tn) | Vfat mín<br>(Tn) | Vf = Δ Vfat<br>(Tn) | $p = \frac{nZ_r I}{V_f Q}$ (Tn) | P <sub>adoptado</sub><br>(cm) |
|---------|----------|------------------|------------------|---------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| 0       | 0        | 17.30            | -1.86            | 19.16               | 29.03                           | 25.00                         |
| 1       | 3.75     | 14.75            | -1.88            | 16.63               | 33.45                           | 30.00                         |
| 2       | 7.5      | 12.29            | -2.58            | 14.87               | 37.42                           | 30.00                         |
| 3       | 11.25    | 9.92             | -4.17            | 14.09               | 39.48                           | 35.00                         |
| 4       | 15       | 7.71             | -6.49            | 14.20               | 39.17                           | 35.00                         |
| 5       | 18.75    | 5.67             | -8.96            | 14.63               | 38.03                           | 35.00                         |
| 6       | 22.5     | 3.83             | -11.32           | 15.14               | 36.74                           | 35.00                         |
| 7       | 26.25    | 2.30             | -13.53           | 15.83               | 35.14                           | 35.00                         |
| 8       | 30       | 1.33             | -15.56           | 16.89               | 32.94                           | 30.00                         |
| 9       | 33.75    | 0.56             | -17.39           | 17.95               | 30.99                           | 30.00                         |
| 10      | 37.5     | 0.00             | -18.99           | 18.99               | 29.29                           | 25.00                         |

Así mismo:

$$6\emptyset < p < 24" \text{ (6.10.10.1.2)}$$

$$11.4 \text{ cm} < p < 60 \text{ cm}$$

El rango de corte y el paso de los conectores cada décimo de luz se muestra en la Tabla (usando 3 stud Ø3/4"). Los valores de la última columna refieren al paso adoptado:

15.00 @ 0.25m, 25.00 @ 0.30m, R@ 0.35m

#### Revisión para el caso límite de Resistencia I

##### 1. Resistencia del conector al corte, Q<sub>r</sub>

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (6.10.10.4.1 - 1)$$

$$\phi = 0.85 \text{ para conectores de corte (6.5.4.2)}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (6.10.10.4.3-1)$$

$$Q_n = 12.07 \text{ Tn} \leq 11.97 \text{ Tn}$$

$$Q_n = 11.97 \text{ Tn}$$

$$Q_r = 10.18 \text{ Tn}$$

Siendo:

Q<sub>n</sub> = resistencia nominal del stud al corte

A<sub>sc</sub> = área de la sección transversal de un stud Ø3/4" = 2.85cm

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = \text{módulo de elasticidad del concreto de la losa} = 256018 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = \text{resistencia de un stud frente a la tensión mínimo} = 60 \text{ ksi} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

## 2. Fuerza nominal frente al corte

En la evaluación de P (fuerza total nominal frente al corte) se tomó en consideración que en puentes rectos equivale a  $P_p$  (fuerza longitudinal total en la losa de concreto de la losa ubicado en el punto de momento máximo positivo por acción del impacto y la carga viva). El valor de  $P_p$  es considerado como el menor valor de  $P_{1p}$  y  $P_{2p}$ :

$$P_{1p} = 0.85f'_c b_s t_s \quad (6.10.10.4.2 - 2)$$

$$b_s = 240 \text{ cm}$$

$$t_s = 20 \text{ cm}$$

$$P_{1p} = 1142.40 \text{ Tn}$$

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (6.10.10.4.2 - 3)$$

$$P_{2p} = F_y (D t_w + b_{ft} t_{ft} + b_{fc} t_{fc}) = F_y A_s$$

$$A_s = 380.00 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{2p} = 1335.70 \text{ Tn}$$

$$P_p = 1142.40 \text{ Tn}$$

$P$  = fuerza de corte nominal total =  $P_p$  (en tramos rectos)

$$P = 1142.40 \text{ Tn}$$

### Cálculo del número de conectores

Entre la sección de momento positivo máximo y los puntos de momento cero, el número de conectores de corte que se requieren es:

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (6.10.10.4.1 - 2)$$

$$n = 113 \text{ studs}$$

Se requieren 113 conectores entre los puntos de momento cero y el punto de máximo momento positivo. Sin embargo, en este tramo los conectores por corte calculados debido a la fatiga I son:

$$N = 369 \approx 369$$

Valor que excede la cantidad requerida por el estado límite de Resistencia I.

#### **4.3.6. Diseño de diafragma (6.7.4)**

Los diafragmas o estructuras transversales se deben ubicar en los extremos, en los apoyos interiores y también a lo largo de la estructura del puente, conectándolos a las vigas principales con el propósito de:

1. Brindar apoyo lateral al patín de compresión previo al secado del concreto de la losa en zonas de momento positivo; así mismo se proveerán para el apoyo de los patines de las zonas de momentos negativos.
2. Transferir las cargas de viento y cargas laterales desde las vigas exteriores a todas las vigas.
3. Distribuir lateralmente las cargas del tipo muerto y vivo en la estructura.

Los diafragmas y las estructuras transversales colocadas en los extremos deben además conducir todas las fuerzas laterales a los apoyos y satisfacer los requerimientos de esbeltez.

##### **a. Espaciamiento**

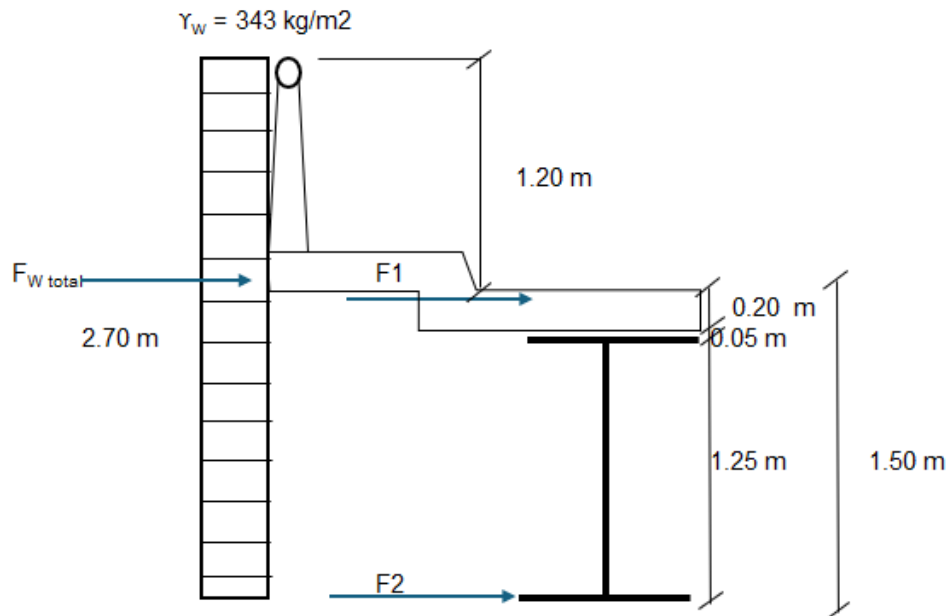
El espaciamiento asumido es de 9.375m. se buscará alinearlos con los rigidizadores.

##### **b. Carga de viento**

Los diafragmas mínimamente se diseñan para transferir cargas de viento que ejercen sobre las vigas exteriores, la losa, barreas y los vehículos que circulan.

Cuando los patines de los diafragmas no se vinculan directamente a la viga debe proveerse rigidizadores transversales para la transferencia de fuerzas calculadas de los diafragmas a los patines.

**Figura 99. Acción producida por el viento para el diseño del diafragma**



*Fig. 11 - Acción del viento para el diseño de diafragma*

La fuerza calculada por unidad de longitud debido a la acción del viento ejercida en el parte superior justo a la mitad de la viga, losa y barreras será denomina F1. La fuerza aplicada al patín inferior actuando sobre la mitad debido al viento se denominará F2.

Luego, teniendo que la distancia entre diafragmas es  $b = 9.375\text{m}$

$$F_{W \text{ total}} = \gamma_{PBH}(b) = 8.68 \text{ Tn}$$

$$F2 = \gamma P_B(d/2) (b) = 2.01 \text{ Tn}$$

$$F1 = 6.67 \text{ Tn}$$

Siendo:

$P_B$  = presión básica de viento horizontal =  $245 \text{ kg/m}^2$

$d$  = peralte del elemento de viga =  $1.25 \text{ m}$

$\gamma$  = factor de carga =  $1.4$  (Resistencia III)

- Esfuerzo en el patín inferior por acción del viento

El momento máximo en el patín debido a la carga del viento es:

$$M_w = \frac{F_2 L_b^2}{10} =$$

Luego el esfuerzo es:

$$f = \frac{M_w}{S_f} =$$

Donde:

$S_f$  = módulo de sección para el patín inferior (40cmx2.50cm)

$S_f = 666.67 \text{ cm}^3$

$f$  = esfuerzo de flexión máximo en el patín inferior

$L_b$  = espaciamiento entre los puntos de arriostre = 9.375m

Siendo el valor del esfuerzo introducido por las cargas de viento muy reducido, puede ser despreciado en el cálculo de la viga.

#### c. Diseño de diafragmas

Consideraciones:

- 1) El peralte mínimo de la sección del diafragma será un porcentaje del peralte de las vigas principales (6.7.4.2)
  - En vigas soldadas:  $d' \geq 0.75d = 93.75 \text{ cm}$
  - En vigas laminadas:  $d' \geq 0.50d$
- 2) Los diafragmas con relación  $L/d > 4$  pueden ser diseñados como vigas. Los diafragmas con  $L/d \leq 4$  deben incluir en el diseño la deformación por corte.
- 3) El espesor mínimo debe ser  $t_{\min} = 0.80\text{cm}$

Se propone la sección soldada mostrada de acero M270 Grado 50:

$b_f = 25\text{cm}$

$t_f = 0.80\text{cm}$

$h_w = 90 \text{ cm}$

$$t_w = 0.80 \text{ cm}$$

$$d' = 91.60 \text{ cm}$$

$$A = 112 \text{ cm}^2$$

$$W = 87.92 \text{ kg/m}$$

$$r_y = 4.32 \text{ cm}$$

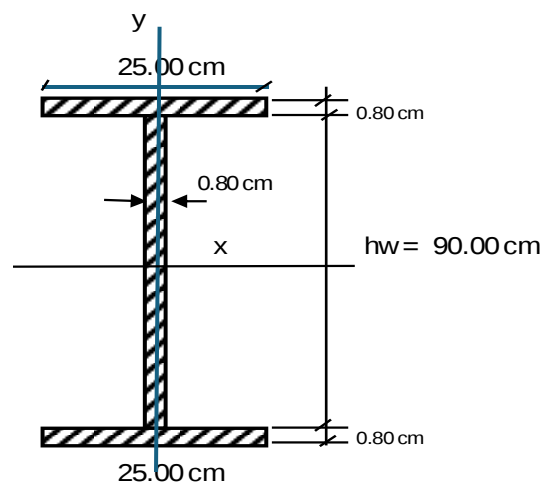
$$b/2t_f = 15.625$$

$$h/t_w = 114.50$$

$$I_x = 131048.5 \text{ cm}^4$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

**Figura 100. Sección propuesta de diafragma**



Elaboración propia

Donde  $S/d' > 4$ , los diafragmas deben ser diseñados como vigas. (6.7.4.2)

En este caso  $S/d' = 2.620 < 4$ ; despreciando el peso propio, los diafragmas serán diseñados en compresión pura.

a. Esfuerzo de pandeo crítico elástico  $F_e$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} \quad (6.9.4.1.2 - 1)$$

$$F_e = 11580.45 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$K \text{ (Art. 4.6.2.5)} = 0.75$$

$$L = S = 2.40\text{m}$$

$$KL/ry \text{ (Art. 6.9.3)} = 41.70 < 120 \text{ Ok!}$$

$F_e$  = esfuerzo de pandeo crítico elástico flexional

b. Esfuerzo resistente nominal a la compresión  $F_{cr}$

Siendo:

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.30 < 2.25$$

El esfuerzo resistente nominal a la compresión es:

$$F_{cr} = \left( 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \quad (6.9.4.1.1 - 1)$$

$$F_{cr} = 3096 \text{ kg/cm}^2$$

c. Pandeo local

Patín:

$$\text{Como: } K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \quad (6.9.4.2.1 - 2)$$

$$K_c = 0.3738$$

$$0.35 \leq 0.3738 \leq 0.76 \text{ Ok!}$$

$$\text{Para: } \frac{b}{2t_f} < 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}, b_e = b \quad (6.9.4.2.2b - 1 \text{ y Tabla } 6.9.4.2.1 - 1)$$

Como:  $15.625 > 9.4267$ , el patín es esbelto

Entonces, el ancho efectivo del patín es:

$$b_e = b \left[ \left( 1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} - c_3 \right] \quad (6.9.4.2.2b - 2)$$

Siendo:

$$C_1 = 0.22 \text{ (Tabla } 6.9.4.2.2b-1)$$

$C_2 = 1.49$  (Tabla 6.9.4.2.2b-1)

$C_3 = 0.00$  (Tabla 6.9.4.2.2b-1)

$F_{el}$  = Tensión de pandeo local elástico (6.9.4.2.2b-4)

$$F_{el} = \left( c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y$$

$F_{el} = 2840 \text{ kg/cm}^2$

$b_e = 18.90 \text{ cm}$

Alma:

Para:  $\frac{h}{t_w} < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ,  $h_e = h$  (6.9.4.2.2b – 1 y Tabla 6.9.4.2.1 – 1)

Como:  $114.50 > 35.90$ , el alma es esbelta

Entonces, el ancho efectivo del alma es:

$$h_e = h \left[ \left( 1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} - c_3 \right] \quad (6.9.4.2.2b - 2)$$

Siendo:

$C_1 = 0.22$  (Tabla 6.9.4.2.2b-1)

$C_2 = 1.74$  (Tabla 6.9.4.2.2b-1)

$C_3 = 0.075$  (Tabla 6.9.4.2.2b-1)

$$F_{el} = \left( c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y$$

$F_{el} = 1046 \text{ kg/cm}^2$

$h_e = 39.56 \text{ cm}$

d. Capacidad de la sección de diafragma en compresión pura

$$A_{eff} = \sum b_e t \quad (6.9.4.2.2a - 4)$$

$$A_{eff} = 2b_e t_f + h_e t_w = 61.9 \text{ cm}^2$$

$$P_u = \phi F_{cr} A_{eff} \quad (6.9.4.2.2a - 1)$$

$$P_u = 182.02 \text{ Tn} > 6.67 \text{ Tn}$$

Aunque la sección propuesta tiene exceso de capacidad, es adecuada constructivamente y se usará como diafragma.

#### **4.4. Dispositivos de apoyo**

Los dispositivos de apoyo encontrados entre la superestructura y la subestructura tienen la función de transferir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones. Se clasifican como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones, pero restringen los movimientos traslacionales y los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones.

Se realizó el diseño del elastómero de expansión con refuerzo de acero A36 ( $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ ).

##### **4.4.1. Cargas de gravedad**

Se tiene la incidencia de las cargas por gravedad: peso propio, superficie de rodadura y carga viva (HL93).

##### **Peso propio**

Viga exterior = 34.40 Tn

Viga interior = 23.52 Tn

##### **Superficie de rodadura**

Viga exterior = 2.72 Tn

Viga interior = 3.30 Tn

##### **Carga viva**

Caso HL93 (izquierda – derecha)

Viga exterior = 44.85 Tn

Viga interior = 45.76 Tn

#### 4.4.2. Material del elastómero

##### Propiedades

- Dureza 60
- Placas de refuerzo
- Acero A36 =  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

##### Ubicación del proyecto

Distrito = Oyotún

Provincia = Chiclayo

Departamento = Lambayeque

Temperatura máxima = 28°C



#### 4.4.3. Diseño

##### a) Área del elastómero en planta ( $A = L \times W$ )

$$P_{DC} = 34400.0 \text{ kg}$$

$$P_{DW} = 2720 \text{ kg}$$

$$P_{LL} = 44850 \text{ kg}$$

$$P_T = 81970 \text{ kg (Estado límite de Servicio)}$$

$$\text{Siendo } \sigma_s \leq 87.90 \text{ kg/cm}^2 \text{ (14.7.6.3.2-8)}$$

$$\text{Luego: } A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s} = 932.54 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de la viga  $b = 40 \text{ cm}$

La viga presenta un ancho de 40 cm, por lo tanto, se escoge el mismo valor  $W = 40 \text{ cm}$

$$L = \frac{932.54 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm}} = 23.31 \text{ cm} \text{ (en el sentido longitudinal de la viga)}$$

Asumiendo:

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$W = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 1200 \text{ cm}^2 > 932.54 \text{ cm}^2$$

**b) Deformación máxima en el dispositivo frente al corte ( $\Delta_s$ )**

La deformación de acuerdo con el Art. 14.7.6.3.4 se considera debido al desplazamiento máximo horizontal de la superestructura

*Evaluando la temperatura*

Evaluando en la zona de la costa, la tabla 2.4.3.9.2-1 del Manual de Diseño de Puentes – Perú se obtiene la temperatura comprendida existe el rango:

$$T_{\text{sup}} = 50^\circ\text{C}$$

$$T_{\text{inf}} = 5^\circ\text{C} \text{ (caso crítico)}$$

**Tabla 73. Rangos de temperatura ( $^\circ\text{C}$ )**

| <b>Tabla 2.11 Rangos de Temperatura (<math>^\circ\text{C}</math>)</b><br><b>(Tabla 2.4.3.9.2-1, Manual de Puentes, MTC Perú, 2018)</b> |                   |                     |                   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|---------------------|-------------------|
| <i>Material</i>                                                                                                                        | <i>Costa</i>      | <i>Sierra</i>       | <i>Selva</i>      |
| <i>Concreto armado o presforzado</i>                                                                                                   | <i>10° a 40°C</i> | <i>-10° a +35°C</i> | <i>10° a 50°C</i> |
| <i>Acero</i>                                                                                                                           | <i>5° a 50°C</i>  | <i>-20° a +50°C</i> | <i>10° a 60°C</i> |
| <i>Madera</i>                                                                                                                          | <i>10° a 40°C</i> | <i>-10° a +35°C</i> | <i>10° a 50°C</i> |

Fuente. (MTC, Manual de Puentes, 2018)

También:

$$T_{\text{inst}} = 28^\circ\text{C}$$

$$\Delta t = 28^\circ\text{C} - 5^\circ\text{C} = 23^\circ\text{C}$$

$$L = 7500 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \text{ (coeficiente de } T^{\circ} \text{ para el concreto – Art. 5.4.2.2)}$$

$$\alpha = 0.0000108/^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Luego: } \Delta_{temperatura} = L\alpha\Delta_t$$

$$\Delta_{temp} = 1.863 \text{ cm (indica el acortamiento de la viga en sentido axial)}$$

*Por retracción de fragua (por secado del concreto)*

$$\Delta_{retrac} = 0.90 \text{ cm}$$

$$\text{Con } \gamma_{TU} = 1.2 \text{ (Tabla 3.4.1-1)}$$

Por fluencia del hormigón + sección compuesta

$$\Delta_{ext} = 0.004085$$

$$\Delta_{int} = 0.003357$$

$$\Delta_{modelo} = 0.004085 \text{ m (Modelado en SAP2000 V14)}$$

Disminución total de la viga, estado límite de Servicio:

$$\Delta_s = \gamma_{TU}(\Delta_{temp} + \Delta_{retrac} + \Delta_{modelo}) = 3.81 \text{ cm}$$

**c) Espesor del elastómero solicitado ( $h_{rt}$ )**

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s (14.7.6.3.4 - 1)$$

$$h_{rt} \geq 7.61 \text{ cm}$$

**d) Factor mínimo sujeto a la forma en el neopreno, ubicado en la capa interior ( $S_i$ )**

Siendo:

G (módulo de corte) = 9014 kg/cm<sup>2</sup> cuya dureza es de 60

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A} = \frac{81970 \text{ kg}}{1200 \text{ cm}^2} = 68.31 \text{ kg/cm}^2$$

Con  $\sigma_s \leq 1.25 \text{ GSi}$

$$S_i = \frac{\sigma_s}{1.25G} = 5.98$$

**e) Espesor de una capa interior que conforma el elastómero ( $h_{ri}$ )**

$$S_i \geq \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \rightarrow h_{ri} \leq \frac{LW}{2S_i(L+W)} \quad (14.7.5.1 - 1)$$

Entonces:  $h_{ri} \leq 1.43\text{cm}$

Espesor adoptado para la capa interior  $h_{ri} = 1.40\text{cm} = 14\text{mm}$

Con este espesor el factor sujeto a la forma para una capa interior es:

$$S_i = 6.12 \geq S_{i_{\min}} = 5.98 \text{ OK!}$$

**f) Espesor de las capas exteriores ( $h_{re}$ )**

$$h_{re} \leq 0.7 h_{ri} \quad (\text{Art. 14.7.6.1})$$

$$h_{re} \leq 0.98\text{cm}$$

$$h_{re} = 0.80\text{cm} \quad (\text{adoptado})$$

con este espesor el factor sujeto a la forma para una capa exterior es:

$$S_e = 10.71$$

**g) Numero de capas interiores (n)**

$$\text{Dado: } h_{rt} = nh_{ri} + 2h_{re}$$

$$7.61\text{cm} = n \cdot 1.40\text{cm} + 1.60\text{cm}$$

$$4.2940 = n$$

$$5 = n$$

Se valida, además:

$$\frac{S_i^2}{n} < 20, \text{ para dispositivos de forma rectangular } n \geq 3 \quad (\text{C14.7.6.1})$$

$$6.25 < 20 \text{ OK!}$$

**h) Grosor total del elastómero ( $h_{rt}$ )**

$$h_{rt} = 8.60 \text{ cm}$$

**i) Espesor del refuerzo por placas ( $h_s$ )**

En el caso límite de Servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{\max}\sigma_s}{F_y} \quad (14.7.5.3.5-1)$$

$$h_s \geq 0.11 \text{ cm (espesor por servicio)}$$

en el caso límite de Fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{\max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (14.7.5.3.5-2)$$

$$H_s \geq 0.06 \text{ cm}$$

Siendo:

$$\Delta F_{TH} = 1687 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tabla 6.6.1.2.3-1)}$$

**Tabla 74. Constante de amplitud de fatiga crítica  $(\Delta F)_{TH}$**

| Constante de Amplitud de Fatiga Crítica $(\Delta F)_{TH}$ |                                            |
|-----------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Tabla 4.3 Resumen de Tabla 6.6.1.2.3-1, AASHTO            |                                            |
| Categoría                                                 | $(\Delta F)_{TH}$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
| A                                                         | 1687                                       |
| B                                                         | 1125                                       |
| B*                                                        | 844                                        |
| C                                                         | 703                                        |
| C*                                                        | 844                                        |
| D                                                         | 492                                        |
| E                                                         | 316                                        |
| E*                                                        | 183                                        |

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

$$\sigma_L = P_{LL}/A = 37.38 \text{ kg/cm}^2$$

Adoptamos:  $h_s = 2 \text{ mm}$  (espesor comercial de placa de elastómero y de zuncho)

$$h_s = 0.20 \text{ cm} \geq 0.11 \text{ cm}$$

$$h_s = 2 \text{ mm} \geq 1/16'' \text{ OK! (Art. 14.7.5.3.5)}$$

**j) Altura total del elastómero reforzado (H)**

$$H = h_{rt} + (n+1) h_s = 9.80 \text{ cm}$$

**k) Comprobaciones**

k.1) Estabilidad del dispositivo

$$H \leq L/3 \text{ y } H \leq W/3 \text{ (Art. 14.7.6.3.6)}$$

$$9.80 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm ok!}$$

9.80 cm ≤ 13.33cm Cumple!

k.2) esfuerzo debido a la compresión evaluando la carga total (σs)

Se dispone de:

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ GSi (14.7.6.3.2-7)}$$

68.31 kg/cm<sup>2</sup> ≤ 69.95 kg/cm<sup>2</sup> Cumple!

k.3) Deformaciones encontradas en el dispositivo debido a la compresión (Art. 14.7.6.3.3 y 14.7.5.3.6)

$$\sigma_D = \frac{P_{DC+DW}}{A} = \frac{37120 \text{ kg}}{1200 \text{ cm}^2} = 30.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.44 \text{ KSI}$$

$$\sigma_s = 68.31 \text{ kg/cm}^2 = 0.97 \text{ KSI}$$

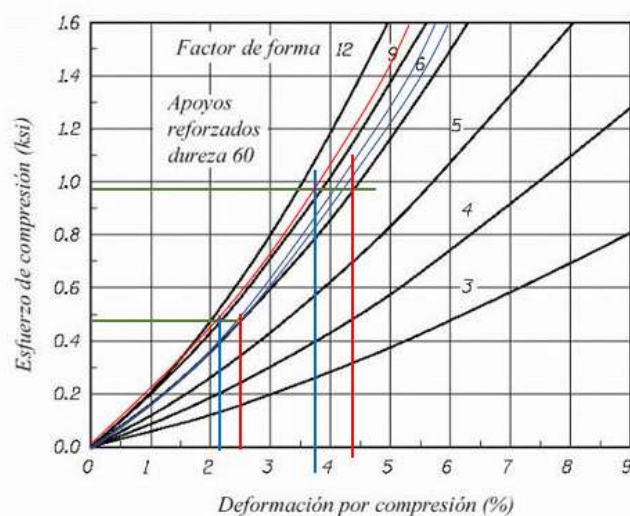
Deformaciones ocurridas por la compresión para el elastómero cuya dureza es 60

Empleando el grafico 102

| CAPA     | CARGA  | S     | σ (KSI)  | ε (%) |
|----------|--------|-------|----------|-------|
| INTERIOR | Muerta | 6.12  | 0.44 KSI | 2.5   |
|          | Total  | 6.12  | 0.96 KSI | 4.4   |
| EXTERIOR | Muerta | 10.71 | 0.44 KSI | 2.1   |
|          | Total  | 10.71 | 0.96 KSI | 3.25  |

- ε (%) = deformación por compresión, obtenidos del grafico Fig. 4.4

**Figura 101. Gráfico deformación por compresión % - Apoyos reforzados dureza 60**



**Fig. 4.4 Curvas esfuerzo-deformación (Fig. C14.7.6.3.3-1, AASHTO)**

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

Deflexión en el dispositivo en una etapa inicial de la compresión (14.7.5.3.6-1 y 14.7.5.3.6-2)

Por carga total.

$$\delta = nh_{ri}\varepsilon_{int} + 2h_{re}\varepsilon_{ext} = 0.36\text{cm}$$

Deflexión en el dispositivo en una etapa inicial de la compresión sujeto a la carga muerta (14.7.5.3.6-2)

$$\delta_{DC} = nh_{ri}\varepsilon_{Dint} + 2h_{re}\varepsilon_{Dext} = 0.21\text{cm}$$

Deflexión debido a la compresión sujeto a la carga viva

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC} = 0.15\text{ cm}$$

Deflexión por creep (14.7.5.3.6-3)

$C_d = 0.35$ , cuya dureza es 60

$$\delta_{creep} = C_d \delta_{DC} = 0.07\text{ cm}$$

**Tabla 75. Propiedades del elastómero**

| Tabla 4.2 Propiedades del elastómero (Tabla 14.7.6.2-1, AASHTO)    |                  |            |                 |
|--------------------------------------------------------------------|------------------|------------|-----------------|
| Detalle                                                            | Dureza (Shore A) |            |                 |
|                                                                    | 50               | 60         | 70 <sup>1</sup> |
| Módulo de corte $G @ 23^\circ\text{C}$<br>(kg/cm <sup>2</sup> )    | 6.68-9.14        | 9.14-14.06 | 14.06-21.09     |
| Deflexión por creep @ 25 años<br>dividida por la deflexión inicial | 0.25             | 0.35       | 0.45            |

<sup>1</sup> Sólo para PEP (apoyos de elastómero simples), FGP (apoyos reforzados con capas discretas de fibra de vidrio), y dispositivos de elastómero reforzado con acero que cuenten con PTFE (teflón) o un deslizador equivalente en su parte superior.

Fuente. Tomado del libro (Rodríguez Serquen, 2022)

Deflexión sujeta a la carga viva y al creep (14.7.5.3.6)

$$\delta_{creep+LL} = 0.15\text{cm} < 1/8'' = 0.32\text{cm OK!}$$

Deflexión en la capa interior del dispositivo debido a la compresión inicial

$$\delta_i = \varepsilon_{int}h_{ri} < 0.09h_{ri} \text{ (14.7.6.3.3)}$$

$$\varepsilon_{int} < 0.09$$

$0.044 < 0.09$  Cumple!

**l) Anclaje del dispositivo (Art. 14.8.3)**

Fuerza por corte producida en el apoyo debido al desplazamiento

$$H_U = GA \frac{\Delta_U}{h_{rt}} \quad (14.6.3.1-2)$$

$$H_U = 7.47 \text{ Tn}$$

En el cual:

$$G = 14.06 \text{ kg/cm}^2 \text{ (máximo valor)}$$

$$\Delta_U = \gamma_{TU} \Delta_S = 3.81 \text{ cm}$$

Con  $\mu = 0.2$  (C14.8.3.1) y la carga permanente mínima en servicio  $P_{DC} = 34.29$

Tn, la fuerza causada por la fricción es:

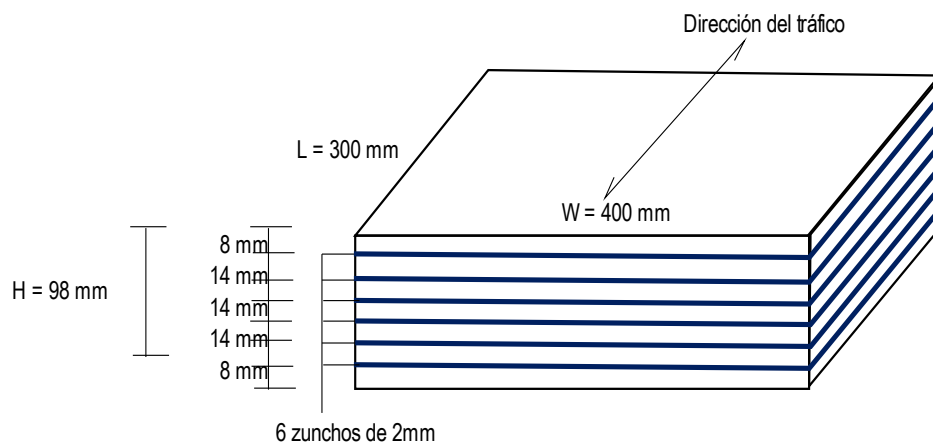
$$F_f = \mu P_{DC} = 6.86 \text{ Tn}$$

Como  $H_U = 7.47 \text{ Tn} < 6.88 \text{ Tn} \rightarrow$  Se requiere anclajes (C14.8.3.1)

**m) Rotación del dispositivo (Art. 14.7.6.3.5 y C14.7.6.1)**

El diseño por rotación está comprendido en la geometría y los límites de esfuerzo requeridos que corresponden al Método A. No requiriéndose de manera adicional cálculos por rotación.

**Figura 102. Configuración final del dispositivo de dureza 60**



Fuente. Elaboración propia

## **4.5. Análisis y diseño estructural de la subestructura**

### **4.5.1. Introducción**

Este apartado detalla el análisis estructural para su posterior diseño de los componentes que conforman la subestructura, la misma que proporciona soporte vertical a la superestructura y la transferencia de cargas a la cimentación. Una de sus funciones principales es la de resistir las fuerzas laterales del sismo que actúan sobre el conjunto puente.

En el caso de los estribos es soportar las presiones laterales del terreno y en el caso del pilar conformado por una viga travesaño apoyada sobre tres columnas de diámetro circular, la fuerza de mayor importancia será el sismo, en el cual el pilar será el elemento dúctil de la subestructura capaz de resistir la energía del sismo y disiparlo.

Para el análisis y diseño del pilar, estribos y zapatas la metodología a utilizar es la proporcionada por las normas AASHTO LRFD 10th Edition y el Manual de puentes del MTC.

Para el análisis del conjunto puente se modela los estribos como conexiones móviles libres en el sentido longitudinal y restringido de manera transversal y el pilar como elemento fijo.

En el análisis sísmico del pilar según clasificación como puente esencial y regular de múltiples tramos, el método de diseño sísmico es el elástico multimodal y el diseño de los elementos evaluados por evento extremo I.

En los estribos se analiza la estabilidad al vuelco, el deslizamiento y las presiones actuantes en la base del estribo.

La modelación tridimensional del puente Sorronto se realizó con el software CSI BRIDGE V 2025.

#### **4.5.2. Análisis sísmico**

##### **Coefficientes de aceleración según ubicación**

Esta primera etapa para el diseño de pilares está enfocado en identificar la amenaza sísmica, la cual se analiza mediante un espectro de respuesta construido a partir de la ubicación del puente. Según los mapas de isoaceleraciones 7A.1, 7A.2 y 7A.3 ubicados en el apartado 2.2.9.3 de la presente tesis, se obtiene los parámetros PGA,  $S_1$  y  $S_s$  para la ubicación geográfica del puente:

Latitud:  $6^{\circ} 50' 22.0721''$

Longitud:  $79^{\circ} 18' 53.1407''$

Mediante una interpolación lineal, se obtienen los valores correspondientes:

$PGA = 0.435$

$S_1 = 0.405$

$S_s = 1.05$

##### **Clase de sitio**

El sitio será clasificado según la tabla 12. De acuerdo con el estudio de suelos que se tiene es clasificado como Tipo D.

**Tabla 7.1 Definición Clase de Sitio (Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO)**

| Clases de Sitio | Tipo de Suelo y Perfil                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
|-----------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| A               | Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $v_s > 5,000$ ft/s                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
| B               | Roca con $2,500$ ft/s $< v_s < 5,000$ ft/s                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
| C               | Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< v_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes/ft, o $S_u > 2.0$ ksf                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
| D               | Suelo rígido con $600$ ft/s $< v_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ft, o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| E               | Perfil de suelo con $v_s < 600$ ft/s o con cualquiera $N < 15$ golpes/ft o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf                                                                                                                                                                                                                                             |
| F               | Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H</math> = espesor del suelo)</li> <li>Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul> |

**Excepciones:** Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

### Factores de sitio

Los factores de sitio  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$  son especificados en las tablas 13,14 y 15. Estos dependen de la clase de sitio y los coeficientes de aceleración.

Mediante una interpolación lineal, se obtiene los valores para un sitio D,  $PGA = 0.435$ ,  $S_1 = 0.405$  y  $S_s = 1.05$ .

#### Factores de Sitio

Los factores de sitio  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ , serán usados para el período cero y el rango de períodos corto y largo respectivamente. Estos factores se determinan usando la clase de sitio dada en la Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO, y los valores de los coeficientes  $PGA$ ,  $S_s$  y  $S_1$  que se elaboren mediante estudios para las distintas zonas del país.

**Tabla 7.2 Valores de Factor de Sitio,  $F_{pga}$ , en periodo-cero en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO)**

| Clase de sitio | Coeficiente aceleración pico del terreno ( $PGA$ ) <sup>1</sup> |              |              |              |              |
|----------------|-----------------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|                | $PGA < 0.10$                                                    | $PGA = 0.20$ | $PGA = 0.30$ | $PGA = 0.40$ | $PGA > 0.50$ |
| A              | 0.8                                                             | 0.8          | 0.8          | 0.8          | 0.8          |
| B              | 1                                                               | 1            | 1            | 1            | 1            |
| C              | 1.2                                                             | 1.2          | 1.1          | 1            | 1            |
| D              | 1.6                                                             | 1.4          | 1.2          | 1.1          | 1            |
| E              | 2.5                                                             | 1.7          | 1.2          | 0.9          | 0.9          |
| F <sup>2</sup> | *                                                               | *            | *            | *            | *            |

Notas:

- Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de  $PGA$ .
- Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

**Tabla 7.3 Valores de Factor de Sitio,  $F_a$ , para rango de periodo corto en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO)**

| Clase de sitio | Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec ( $S_s$ ) <sup>1</sup> |              |              |              |              |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|                | $S_s < 0.25$                                                                | $S_s = 0.50$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1.00$ | $S_s > 1.25$ |
| A              | 0.8                                                                         | 0.8          | 0.8          | 0.8          | 0.8          |
| B              | 1.0                                                                         | 1.0          | 1.0          | 1.0          | 1.0          |
| C              | 1.2                                                                         | 1.2          | 1.1          | 1.0          | 1.0          |
| D              | 1.6                                                                         | 1.4          | 1.2          | 1.1          | 1.0          |
| E              | 2.5                                                                         | 1.7          | 1.2          | 0.9          | 0.9          |
| F <sup>2</sup> | *                                                                           | *            | *            | *            | *            |

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de  $S_s$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

**Tabla 7.3 Valores de Factor de Sitio,  $F_a$ , para rango de periodo corto en el espectro de aceleración (Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO)**

| Clase de sitio | Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec ( $S_s$ ) <sup>1</sup> |              |              |              |              |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|                | $S_s < 0.25$                                                                | $S_s = 0.50$ | $S_s = 0.75$ | $S_s = 1.00$ | $S_s > 1.25$ |
| A              | 0.8                                                                         | 0.8          | 0.8          | 0.8          | 0.8          |
| B              | 1.0                                                                         | 1.0          | 1.0          | 1.0          | 1.0          |
| C              | 1.2                                                                         | 1.2          | 1.1          | 1.0          | 1.0          |
| D              | 1.6                                                                         | 1.4          | 1.2          | 1.1          | 1.0          |
| E              | 2.5                                                                         | 1.7          | 1.2          | 0.9          | 0.9          |
| F <sup>2</sup> | *                                                                           | *            | *            | *            | *            |

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de  $S_s$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Se obtienen los siguientes factores:  $F_{pga} = 1.065$ ,  $F_a = 1.08$ ,  $F_v = 1.60$ .

### **Espectro de respuesta construido para el diseño**

Se construye el espectro de diseño considerando una amortiguación del 5%, y se escala los valores de sitio  $F_a$  y  $F_v$  por el suelo ( $S_{D1}$  y  $S_{Ds}$ ) y para el periodo cero ( $A_s$ ) ajustada al sitio.

$$A_s = F_{pga} \cdot PGA = 0.46$$

$$S_{Ds} = F_a \cdot S_s = 1.13$$

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1 = 0.65$$

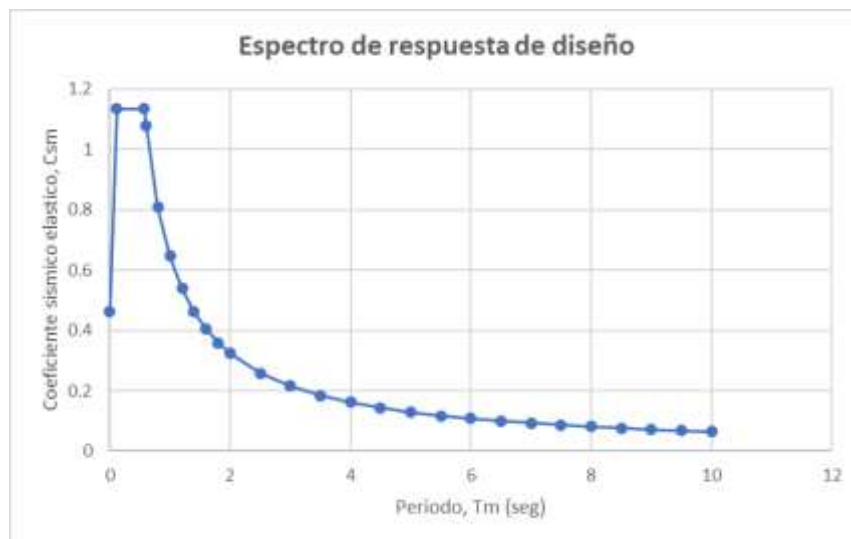
Se calculan los periodos  $T_0 = 0.11s$  y  $T_s = 0.57s$ .

Se construye para el diseño el espectro de respuesta para los periodos cero, corto y largo descrito en la figura 111.

Para los siguientes periodos de vibración de modos, se muestra el espectro de diseño.

| Periodo (seg) | Aceleración (g) |
|---------------|-----------------|
| 0.00          | 0.463           |
| 0.11          | 1.134           |
| 0.57          | 1.134           |
| 0.6           | 1.077           |
| 0.8           | 0.807           |
| 1.00          | 0.646           |
| 1.2           | 0.538           |
| 1.4           | 0.461           |
| 1.60          | 0.404           |
| 1.8           | 0.359           |
| 2             | 0.323           |
| 2.50          | 0.258           |
| 3             | 0.215           |
| 3.5           | 0.185           |
| 4.00          | 0.161           |
| 4.5           | 0.144           |
| 5             | 0.129           |
| 5.50          | 0.117           |
| 6             | 0.108           |
| 6.5           | 0.099           |
| 7.00          | 0.092           |
| 7.50          | 0.086           |
| 8             | 0.081           |
| 8.5           | 0.076           |
| 9.00          | 0.072           |
| 9.50          | 0.068           |
| 10            | 0.0646          |

**Figura 103. Gráfico de espectro de respuesta del puente Sorronto**



Fuente. Elaboración propia

### Zona sísmica

Se establece la zona sísmica de acuerdo con el valor de  $S_{D1} = 0.65$ , definido en la tabla 16.

**Table 3.10.6-1—Seismic Zones**

| $S_{D1}$                  | Seismic Zone |
|---------------------------|--------------|
| $S_{D1} \leq 0.15$        | 1            |
| $0.15 < S_{D1} \leq 0.30$ | 2            |
| $0.30 < S_{D1} \leq 0.50$ | 3            |
| $0.50 < S_{D1}$           | 4            |

### Clasificación operacional del puente

De acuerdo con la clasificación dada por el Manual de puente del MTC, el puente Sorronto se categorizado como esencial, puesto que se mantiene abierto para el tráfico vehicular de emergencia, defensa y solidaridad después de ocurrido un sismo de diseño.

### Regularidad del puente

Determinado principalmente en base al número de tramos. El puente Sorronto por ser de 2 tramos, una distribución uniforme de peso y rigidez. Se clasifica como puente regular.

### Método seleccionado para el análisis sísmico

Con referencia a la zona sísmica 4, su categorización operacional esencial y por ser un puente regular, solicita un método elástico multimodal para la evaluación sísmica.

**Tabla 7.5 Requerimientos mínimos de análisis por efectos sísmicos  
(Tabla 4.7.4.3.1-1, AASHTO)**

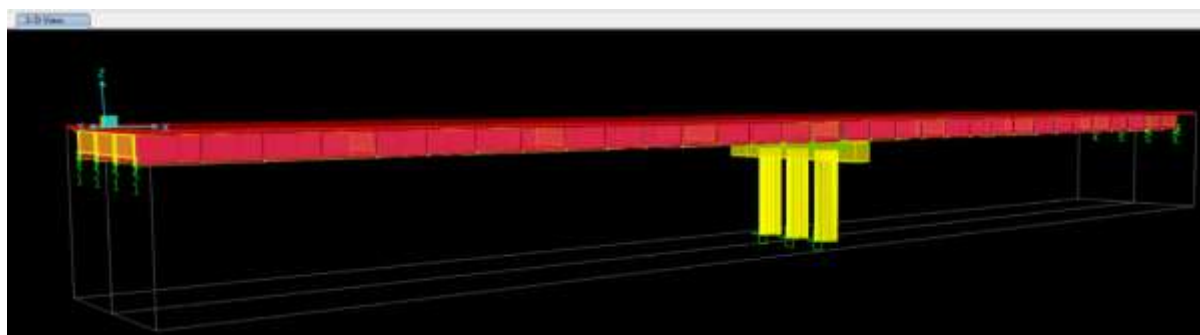
| Zona Sísmica | Puentes de Un Solo Tramo        | Puentes de Múltiples Tramos |           |                    |           |                  |           |
|--------------|---------------------------------|-----------------------------|-----------|--------------------|-----------|------------------|-----------|
|              |                                 | Otros Puentes               |           | Puentes Esenciales |           | Puentes Críticos |           |
|              |                                 | Regular                     | Irregular | Regular            | Irregular | Regular          | Irregular |
| 1            | NO SE REQUIERE ANALISIS SÍSMICO | *                           | *         | *                  | *         | *                | *         |
| 2            |                                 | SM/UL                       | SM        | SM/UL              | MM        | MM               | MM        |
| 3            |                                 | SM/UL                       | MM        | MM                 | MM        | MM               | TH        |
| 4            |                                 | SM/UL                       | MM        | MM                 | MM        | TH               | TH        |

### 4.5.3. Análisis Elástico Multimodal

#### 4.5.3.1. Modelo estructural

Para el cálculo de la fuerza sísmica por el método de análisis multimodal se utilizó el programa CSI BRIDGE V25 para el modelo tridimensional del puente Sorronto. Los elementos del puente se modelaron como secciones tipo Frame como se observa en la siguiente figura.

**Figura 104. Modelo del puente en 3D**



Fuente. Elaboración propia

#### 4.5.3.2. Periodos fundamentales de vibración

La tabla 77 muestra los modos predominantes en cada dirección y su respectivo periodo de vibración, en la cual le corresponde en la dirección X el periodo proveniente del modo 3 cuyo valor es 0.489 segundos ya que tiene una participación modal de 91.66%, mientras que en la dirección Y el modo predominante es el sexto modo con un periodo de 0.36 segundos y una participación modal de 92.77%.

**Tabla 76. Periodos fundamentales de vibración**

| OutputCase | StepType | StepNum | Period   | UX     | UY     | UZ   | SumUX | SumUY | SumUZ | RX       | RY       | RZ       | SumRX    | SumRY    | SumRZ    |
|------------|----------|---------|----------|--------|--------|------|-------|-------|-------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| MODAL      | Mode     | 1       | 0.667918 | 0.00   | 0.00   | 0.00 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 4.68E-17 | 5.34E-09 | 1.17E-02 | 4.68E-17 | 5.34E-09 | 1.17E-02 |
| MODAL      | Mode     | 2       | 0.650069 | 0.08   | 0.00   | 0.00 | 0.08  | 0.00  | 0.00  | 4.58E-18 | 5.59E-01 | 1.12E-10 | 5.14E-17 | 0.558946 | 0.011742 |
| MODAL      | Mode     | 3       | 0.489458 | 0.9166 | 0.00   | 0.00 | 0.997 | 0.00  | 0.00  | 1.65E-17 | 0.047275 | 8.49E-13 | 6.79E-17 | 0.60622  | 0.011742 |
| MODAL      | Mode     | 4       | 0.486152 | 0.00   | 0.02   | 0.00 | 1.00  | 0.02  | 0.00  | 0.656831 | 4.57E-19 | 4.37E-19 | 0.656831 | 0.60622  | 0.011742 |
| MODAL      | Mode     | 5       | 0.425055 | 0.00   | 0.00   | 0.68 | 1.00  | 0.02  | 0.68  | 3.15E-10 | 2.04E-16 | 3.74E-17 | 0.656831 | 0.60622  | 0.011742 |
| MODAL      | Mode     | 6       | 0.360127 | 0.00   | 0.9277 | 0.00 | 1.00  | 0.94  | 0.68  | 0.054943 | 1.85E-19 | 1.57E-17 | 0.711774 | 0.60622  | 0.011742 |
| MODAL      | Mode     | 7       | 0.302541 | 0.00   | 0.00   | 0.00 | 1.00  | 0.94  | 0.68  | 7.88E-19 | 4.71E-14 | 0.974606 | 0.711774 | 0.60622  | 0.986348 |
| MODAL      | Mode     | 8       | 0.204304 | 0.00   | 0.00   | 0.00 | 1.00  | 0.94  | 0.68  | 6.89E-16 | 1.30E-10 | 2.30E-05 | 0.711774 | 0.60622  | 0.986371 |
| MODAL      | Mode     | 9       | 0.180881 | 0.00   | 0.00   | 0.00 | 1.00  | 0.94  | 0.68  | 1.51E-14 | 1.39E-01 | 7.92E-17 | 0.711774 | 0.744975 | 0.986371 |
| MODAL      | Mode     | 10      | 0.1787   | 0.00   | 0.00   | 0.00 | 1.00  | 0.94  | 0.68  | 8.38E-03 | 1.33E-14 | 4.94E-15 | 0.720153 | 0.744975 | 0.986371 |
| MODAL      | Mode     | 11      | 0.158506 | 0.00   | 0.00   | 0.01 | 1.00  | 0.94  | 0.69  | 1.00E-11 | 4.93E-17 | 1.15E-13 | 0.720153 | 0.744975 | 0.986371 |
| MODAL      | Mode     | 12      | 0.146816 | 0.00   | 0.00   | 0.00 | 1.00  | 0.94  | 0.69  | 8.24E-09 | 1.74E-16 | 4.78E-15 | 0.720153 | 0.744975 | 0.986371 |

Fuente. Elaboración propia

#### 4.5.3.3. Resultados del análisis sísmico elástico multimodal

##### a) Periodos y desplazamientos máximos

El desplazamiento sísmico máximo en el sentido longitudinal es de 6.53 cm y el desplazamiento sísmico máximo en la dirección transversal es de 4.15 cm debido a las fuerzas laterales del seno  $EQ_x$  y  $EQ_y$ .

##### b) Esfuerzos debido al sismo elástico

Las fuerzas internas en la base del pilar debido al análisis de sismo elástico en la dirección X y Y, se muestran en la tabla 78 y 79, donde las columnas externas se representan por las etiquetas 351 y 353 y la columna del centro por la etiqueta 352.

**Tabla 77. Esfuerzos debido al análisis sísmico elástico en dirección x**

| Frame | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P (Tonf)   | V2 (Tonf)  | V3 (Tonf) | M2 (Tonf-m) | M3 (Tonf-m) |
|-------|---------|------------|-------------|----------|------------|------------|-----------|-------------|-------------|
| 351   |         | 0 EQ X     | LinRespSpec | Max      | 0.00003783 | 7.943E-06  | 262.812   | 1641.33283  | 0.00002554  |
| 352   |         | 0 EQ X     | LinRespSpec | Max      | 0.00001176 | 0.00001005 | 255.3664  | 1617.01551  | 0.00002968  |
| 353   |         | 0 EQ X     | LinRespSpec | Max      | 0.00003898 | 7.865E-06  | 262.8121  | 1641.33321  | 0.00002483  |

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 78. Esfuerzos debido al análisis sísmico elástico en dirección y**

| Frame | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P (Tonf) | V2 (Tonf) | V3 (Tonf) | M2 (Tonf-m) | M3 (Tonf-m) |
|-------|---------|------------|-------------|----------|----------|-----------|-----------|-------------|-------------|
| 351   |         | 0 EQ Y     | LinRespSpec | Max      | 450.427  | 137.0237  | 6.198E-06 | 0.0000247   | 450.49095   |
| 352   |         | 0 EQ Y     | LinRespSpec | Max      | 0.000359 | 176.1652  | 1.968E-06 | 9.227E-06   | 521.05846   |
| 353   |         | 0 EQ Y     | LinRespSpec | Max      | 450.4273 | 137.0237  | 1.12E-06  | 8.009E-06   | 450.49087   |

Fuente. Elaboración propia

##### c) Momento flector y fuerza por corte evaluado en la base del pilar

La siguiente tabla muestra las fuerzas resultantes para cada columna en la base del pilar, debido al sismo en dirección X y Y.

**Tabla 79. Fuerzas y momentos del análisis sísmico elástico**

| Frame | Fuerza cortante en la base del pilar |          | Momento flector en la base del pilar |            |
|-------|--------------------------------------|----------|--------------------------------------|------------|
|       | Vx (Ton)                             | Vy (Ton) | Mx (Ton-m)                           | My (Ton-m) |
| 351   | 262.81                               | 137.02   | 1641.33                              | 450.49     |
| 352   | 255.37                               | 176.17   | 1617.02                              | 521.06     |
| 353   | 262.81                               | 137.02   | 1641.33                              | 450.49     |

Fuente. Elaboración propia

#### **4.5.4. Factores de modificación de respuesta**

Para el diseño inelástico la fuerza sísmica en las direcciones ortogonales se deberá reducir por el factor R según la clasificación de categoría de importancia. El presente puente en estudio es clasificado como esencial y de acuerdo a las tablas 18 y 19, para el tipo de subestructura caballetes multicolumna se obtiene un factor R igual 3.5 y para las conexiones columnas, pilares – viga cabecera un R igual a 1.0 y columnas o pilares – fundaciones un R igual a 1.0 también.

#### **4.5.5. Combinaciones de diseño**

Las combinaciones de diseño por Evento Extremo I debido a los diferentes tipos de carga como peso propio (DC), peso del asfalto (DW) y fuerza de sismo (EQ) se configuró automáticamente en el programa CSI BRIDGE v25.1.0, las cuales fueron afectadas debido a la solicitud del sismo por un coeficiente de modificación de respuesta de valor igual a  $R = 3.5$ .

Según lo especificado en las combinaciones de solicitaciones sísmicas, se obtuvo las diferentes combinaciones:

$$1.25 \text{ DC} + 1.5 \text{ DW} + \text{EQX} + 0.30 \text{ EQY}$$

$$1.25 \text{ DC} + 1.5 \text{ DW} + \text{EQY} + 0.30 \text{ EQX}$$

$$1.25 \text{ DC} + 1.5 \text{ DW} - \text{EQX} + 0.30 \text{ EQY}$$

$$1.25 \text{ DC} + 1.5 \text{ DW} - \text{EQY} + 0.30 \text{ EQX}$$

Con ayuda del programa se obtuvo dichas solicitaciones en la base del pilar para las tres columnas del pilar.

**Tabla 80. Solicitaciones para los diferentes tipos de carga en la base del pilar**

| <b>CARGAS DE COLUMNA (CSI BRIDGE)</b> |         |            |             |          |            |             |           |            |            |
|---------------------------------------|---------|------------|-------------|----------|------------|-------------|-----------|------------|------------|
| Frame                                 | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P          | V2          | V3        | M2         | M3         |
|                                       |         |            |             |          | tonf       | tonf        | tonf      | tonf-m     |            |
| 351                                   | 0       | DW         | LinStatic   |          | -15.195    | 8.26E-01    | -2.58E-10 | -1.49E-09  | 1.48E+00   |
| 351                                   | 0       | EQ X       | LinRespSpec | Max      | 0.00003783 | 0.000007943 | 262.812   | 1641.33283 | 0.00002554 |
| 351                                   | 0       | EQ Y       | LinRespSpec | Max      | 450.427    | 137.0237    | 6.198E-06 | 0.0000247  | 450.49095  |
| 351                                   | 0       | DC         | Combination |          | -192.9994  | 1.38E+01    | -2.46E-09 | -1.43E-08  | 2.47E+01   |
| Frame                                 | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P          | V2          | V3        | M2         | M3         |
|                                       |         |            |             |          | tonf       | tonf        | tonf      | tonf-m     |            |
| 352                                   | 0       | DW         | LinStatic   |          | -9.4143    | -9.95E-12   | -1.97E-10 | -1.25E-09  | -5.39E-11  |
| 352                                   | 0       | EQ X       | LinRespSpec | Max      | 0.00001176 | 0.00001005  | 255.3664  | 1617.01551 | 0.00002968 |
| 352                                   | 0       | EQ Y       | LinRespSpec | Max      | 0.000359   | 176.1652    | 1.968E-06 | 9.227E-06  | 521.05846  |
| 352                                   | 0       | DC         | Combination |          | -88.4798   | -0.00005443 | -1.91E-09 | -1.21E-08  | -0.00021   |
| Frame                                 | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P          | V2          | V3        | M2         | M3         |
|                                       |         |            |             |          | tonf       | tonf        | tonf      | tonf-m     |            |
| 353                                   | 0       | DW         | LinStatic   |          | -15.195    | -8.26E-01   | -1.35E-10 | -9.93E-10  | -1.48E+00  |
| 353                                   | 0       | EQ X       | LinRespSpec | Max      | 0.00003898 | 0.000007865 | 262.8121  | 1641.33321 | 0.00002483 |
| 353                                   | 0       | EQ Y       | LinRespSpec | Max      | 450.4273   | 137.0237    | 1.12E-06  | 8.009E-06  | 450.49087  |
| 353                                   | 0       | DC         | Combination |          | -192.9966  | -13.7611    | -1.35E-09 | -9.77E-09  | -24.67922  |

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 81. Combinaciones de diseño**

| DC                      | 192.9994                          |  |  |            |             |             |           |           |  |
|-------------------------|-----------------------------------|--|--|------------|-------------|-------------|-----------|-----------|--|
| DW                      | 15.195                            |  |  |            |             |             |           |           |  |
| COMBINACIONES DE DISEÑO |                                   |  |  |            |             |             |           |           |  |
|                         |                                   |  |  | P (ton)    | M22 (ton.m) | M33 (ton.m) | V22 (ton) | V33 (ton) |  |
| SISMO X                 | 1.25 DC + 1.5 DW + EQX + 0.30 EQY |  |  | 399.169861 | 468.95      | 168.22      | 59.547    | 75.09     |  |
|                         | 1.25 DC + 1.5 DW - EQX + 0.30 EQY |  |  | 399.169839 | -468.95     | 168.22      | 59.547    | -75.09    |  |
| SISMO Y                 | 1.25 DC + 1.5 DW + EQY + 0.30 EQX |  |  | 392.74     | 492.40      | 161.78      | 57.59     | 78.84     |  |
|                         | 1.25 DC + 1.5 DW - EQY + 0.30 EQX |  |  | 135.35     | 492.40      | -95.64      | -20.71    | 78.84     |  |
| DC                      | 88.4798                           |  |  |            |             |             |           |           |  |
| DW                      | 9.4143                            |  |  |            |             |             |           |           |  |
| COMBINACIONES DE DISEÑO |                                   |  |  |            |             |             |           |           |  |
|                         |                                   |  |  | P (ton)    | M22 (ton.m) | M33 (ton.m) | V22 (ton) | V33 (ton) |  |
| SISMO X                 | 1.25 DC + 1.5 DW + EQX + 0.30 EQY |  |  | 124.721311 | 462.00      | 156.32      | 52.849    | 72.96     |  |
|                         | 1.25 DC + 1.5 DW - EQX + 0.30 EQY |  |  | 124.721304 | -462.00     | 156.32      | 52.849    | -72.96    |  |
| SISMO Y                 | 1.25 DC + 1.5 DW + EQY + 0.30 EQX |  |  | 124.72     | 485.10      | 148.87      | 50.33     | 76.61     |  |
|                         | 1.25 DC + 1.5 DW - EQY + 0.30 EQX |  |  | 124.72     | 485.10      | -148.87     | -50.33    | 76.61     |  |
| DC                      | 192.9966                          |  |  |            |             |             |           |           |  |
| DW                      | 15.195                            |  |  |            |             |             |           |           |  |
| COMBINACIONES DE DISEÑO |                                   |  |  |            |             |             |           |           |  |
|                         |                                   |  |  | P (ton)    | M22 (ton.m) | M33 (ton.m) | V22 (ton) | V33 (ton) |  |
| SISMO X                 | 1.25 DC + 1.5 DW + EQX + 0.30 EQY |  |  | 399.166451 | 468.95      | 102.08      | 22.667    | 75.09     |  |
|                         | 1.25 DC + 1.5 DW - EQX + 0.30 EQY |  |  | 399.166429 | -468.95     | 102.08      | 22.667    | -75.09    |  |
| SISMO Y                 | 1.25 DC + 1.5 DW + EQY + 0.30 EQX |  |  | 392.73     | 492.40      | 95.64       | 20.71     | 78.84     |  |
|                         | 1.25 DC + 1.5 DW - EQY + 0.30 EQX |  |  | 135.34     | 492.40      | -161.78     | -57.59    | 78.84     |  |

Fuente. Elaboración propia

**Tabla 82. Combinación por Evento Extremo I en la base del pilar**

| Frame | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P      | V2     | V3     | M2      | M3      |
|-------|---------|------------|-------------|----------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 351   | 0       | EV EX I    | Combination | Max      | 399.17 | 59.547 | 78.844 | 492.400 | 168.217 |
| 352   | 0       | EV EX I    | Combination | Max      | 124.72 | 52.849 | 76.610 | 485.105 | 156.317 |
| 353   | 0       | EV EX I    | Combination | Max      | 399.17 | 22.667 | 78.844 | 492.400 | 102.077 |

Fuente. Elaboración propia

**4.5.6. Fuerzas y momentos para el diseño por flexión biaxial**

La tabla 85 muestra los momentos y fuerzas axiales desarrollados en las columnas 351, 352 y 353 respectivamente para el plano del pórtico (plano Y-Z) y el plano perpendicular al pórtico (plano X-Z).

**Tabla 83. Fuerzas y momentos para el diseño biaxial**

| PILAR    |         |                |                   |                |                              |  |
|----------|---------|----------------|-------------------|----------------|------------------------------|--|
|          |         |                | Plano del pórtico |                | Plano transversal al pórtico |  |
| Columnas | Pu (Tn) | M <sub>U</sub> | M <sub>du</sub>   | M <sub>U</sub> | M <sub>du</sub>              |  |
| 351      | 399.17  | 168.217        | 30.849            | 492.400        | -1.78E-08                    |  |
| 352      | 124.72  | 156.317        | 0.000             | 485.105        | -1.51E-08                    |  |
| 353      | 399.17  | 102.077        | -30.849           | 492.400        | -1.22E-08                    |  |

**4.5.7. Diseño del pilar****4.5.7.1. Viga cabzal del pilar****Cargas en Viga:**Resistencia I

- $M_u = -352.09 \text{ Tn-m}$
- $M_u = 18.51 \text{ Tn-m}$
- $V_u = 291.88 \text{ Tn}$

Servicio I

- $M_s = -270.13 \text{ Tn-m}$
- $M_s = 12.93 \text{ Tn-m}$

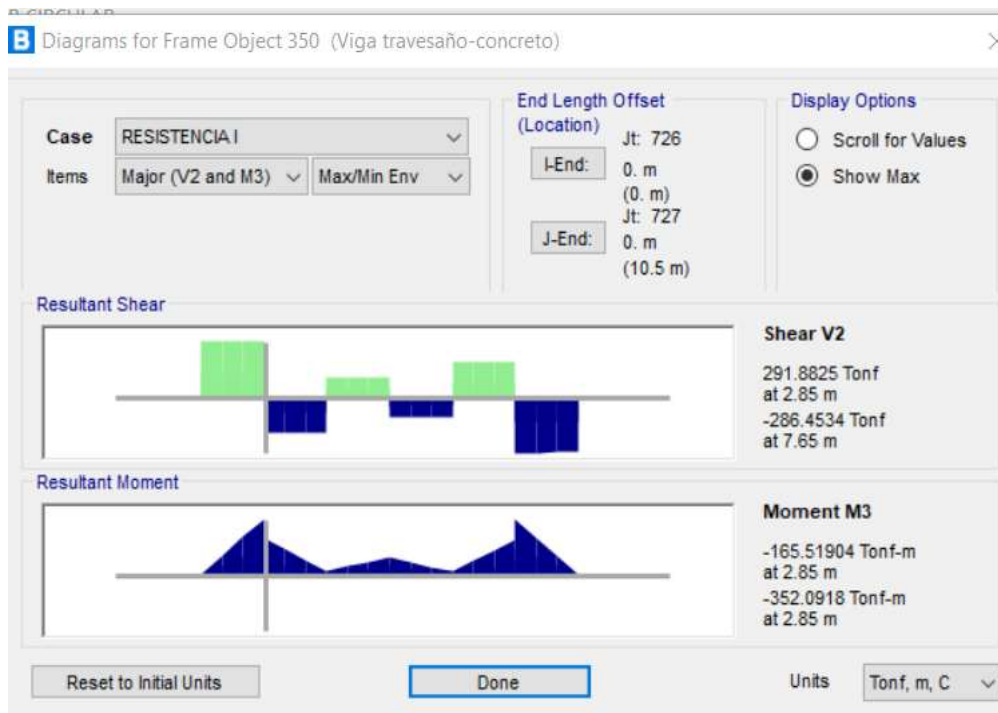
**Figura 105.** Diagrama de fuerza cortante por Resistencia I



**Figura 106.** Diagrama de Momento Flector por Resistencia I



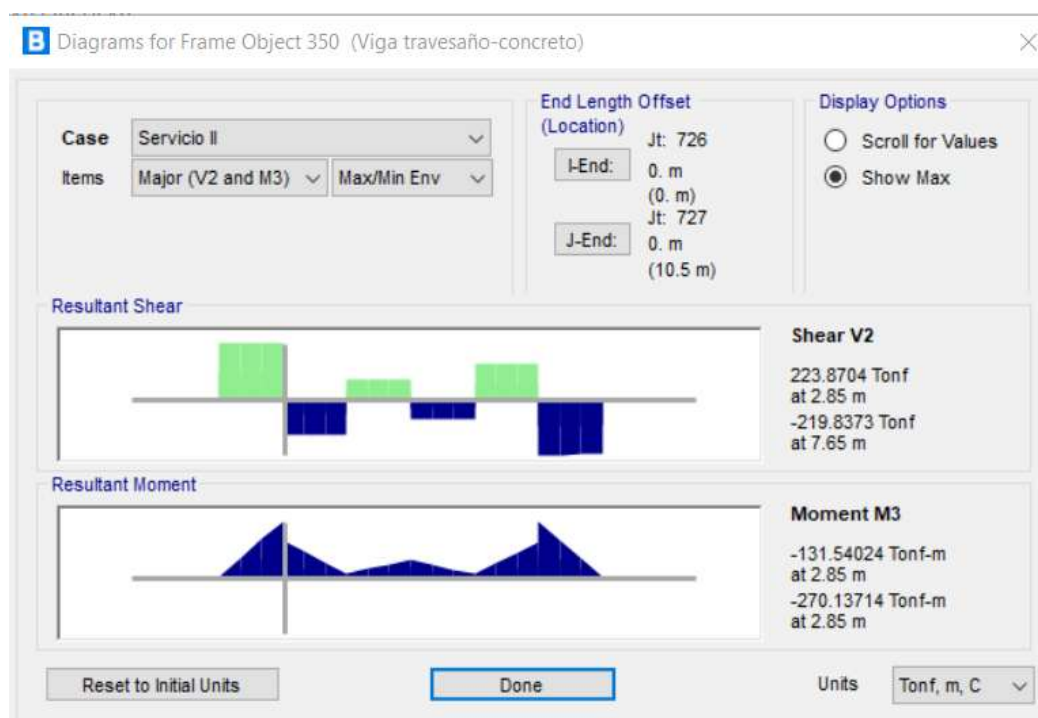
**Figura 107.** Valores del diagrama de F.C y M.F por Resistencia I en Viga travesaño



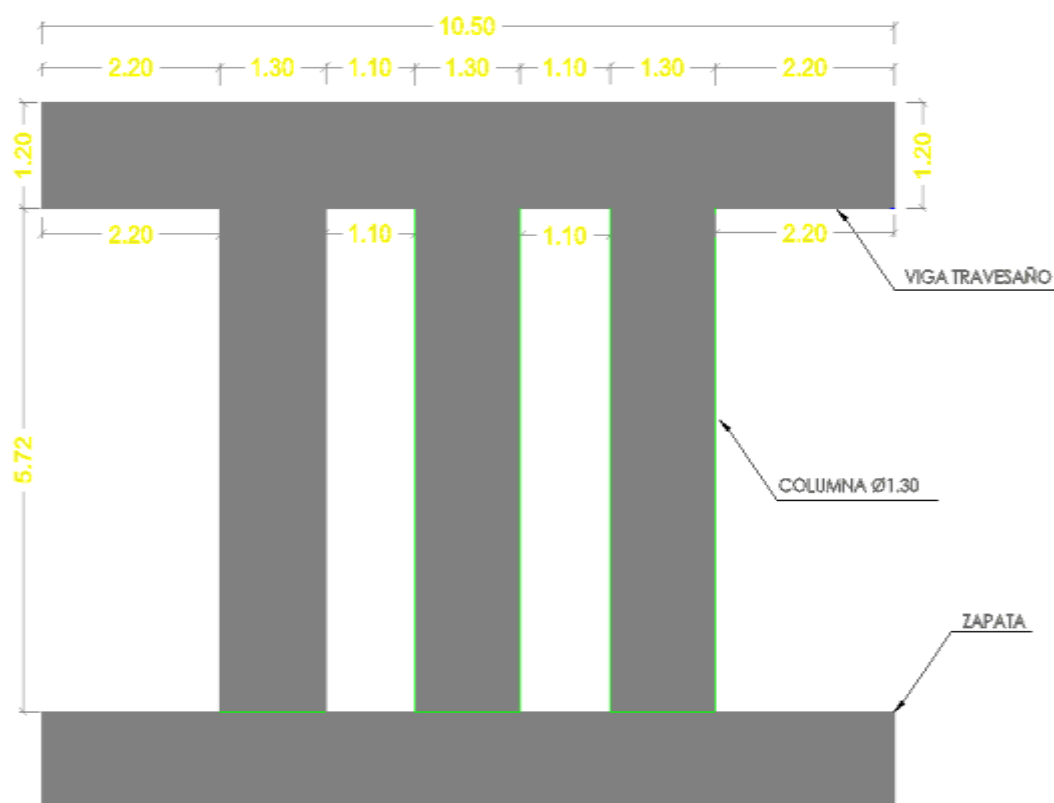
**Figura 108.** Diagrama de Momento Flector por Servicio I



**Figura 109. Valores del diagrama de F.C y M.F por Servicio I en Viga travesaño**



**Figura 110. Detalles de la Viga Travesaño del Pilar**

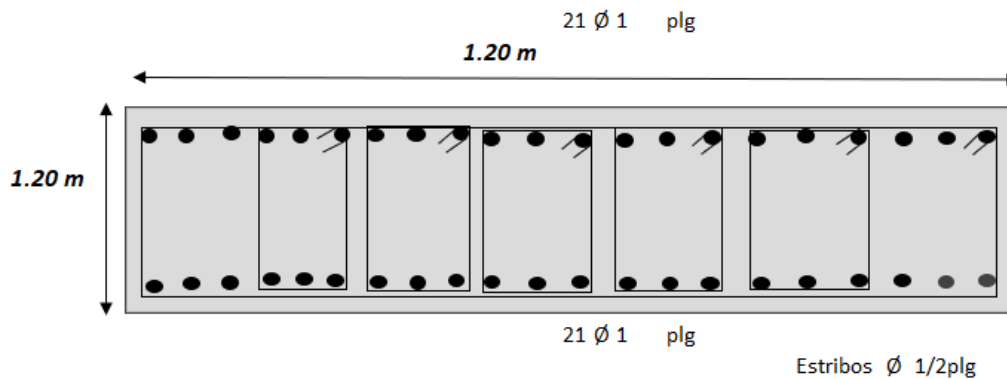


A) Diseño de la viga travesaño que conforma el pórtico

A.1. Acero solicitado por flexión

Evaluando los momentos aplicables  $M_u = -352.09 \text{ Tn-m}$  y  $M_u = 18.51 \text{ Tn-m}$ , se plantea la siguiente sección:

**Figura 111. Corte transversal de la viga cabezal o travesaño**



Luego:

$$Z = \text{recubr} + \emptyset_{\text{est}} + \emptyset/2$$

$$Z = 5.00 \text{ cm} + 1.27 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm}/2 = 7.54 \text{ cm}$$

$$d = 120 \text{ cm} - 7.54 \text{ cm} = 112.46 \text{ cm}$$

$$A_s = 21 \emptyset 1'' = 21 * 5.10 \text{ cm}^2 = 107.10 \text{ cm}^2$$

Con:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{107.10 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 120 \text{ cm}}$$

$$a = 16 \text{ cm}$$

$$\emptyset_f = 0.90$$

$$M_u = A_s \emptyset f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = 0.9 * 107.10 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left( 112.46 \text{ cm} - \frac{16 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_u = 432.40 \text{ Tn-m} > M_u (-) 352.09 \text{ Tn-m} \text{ OK!}$$

$$Mu (+) 18.51 \text{ Tn} - m \quad OK!$$

Ahora, como  $C = a/\beta = 16\text{cm}/0.85 = 19 \text{ cm}$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.90$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left( \frac{112.46\text{cm}}{19\text{cm}} - 1 \right) \leq 0.90$$

$$\phi = 1.41 > 0.90$$

Por lo tanto,  $\phi = 0.90$

#### A.2. Acero Máximo

Las disposiciones mencionadas en el (AASHTO, 2024) no toman en cuenta este limite

#### A.3. Acero Mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $M_{cr}$  y  $1.33 M_u$ .

$$a) \quad M_{cr} = 1.1 \cdot f_r S = 1.1(33.63) (288000) = 106.55 \text{ Tn-m}$$

$$F_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 2.01(280)^{0.5} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{120 * 120^2}{6} = 288,000 \text{ cm}^3$$

$$b) \quad 1.33 M_u = 1.33 (352.09 \text{ Tn-m}) = 468.3 \text{ Tn-m}$$

El menor valor es  $106.55 \text{ Tn-m}$  y la cantidad de acero propuesto  $A_s = 107.10 \text{ cm}^2$

Resiste  $M_u = 423.40 \text{ Tn-m} > 106.55 \text{ Tn-m} \quad OK!$

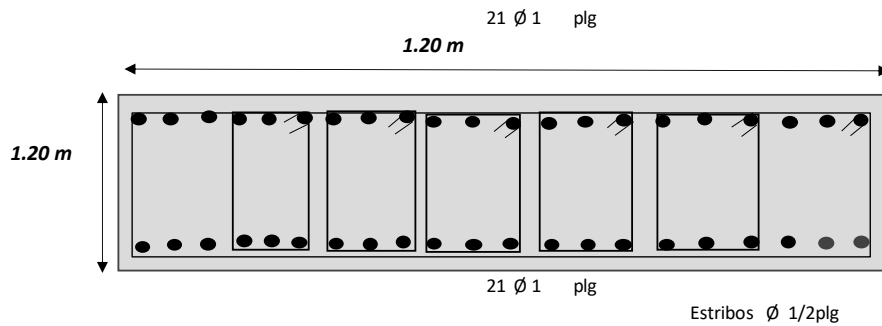
A.4. Control de la fisuración de acuerdo a la disposición del refuerzo (caso limite de servicio)

#### Momento actuante

Caso límite de Servicio I

$$M_s = 270.14 \text{ Tn}$$

**Figura 112. Definición de la distancia  $d_c$**



**Ubicación del eje neutro:**

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

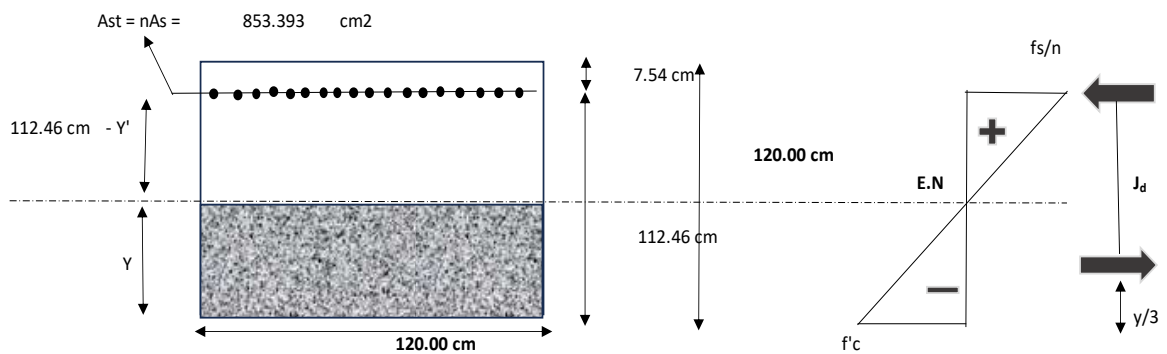
$$E_c = 15300 (280 \text{ kg/cm}^2)^{0.5} = 256018.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.01 \times \frac{10^6 \text{ kg}}{\text{cm}^2}}{256018.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 8.00$$

$$d_c = \text{recubri} + \varnothing_{\text{estr}} + \varnothing/2$$

$$d_c = 5.00 \text{ cm} + 1.27 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm}/2 = 7.54 \text{ cm}$$

**Figura 113. Determinación de la posición del eje neutro**



Área transformada del acero:

$$A_{st} = \text{Relación modular} \times \text{Área de acero} = 8(107.10 \text{ cm}^2) = 853.39 \text{ cm}^2$$

Momento evaluado al eje neutro para calcular  $Y =$

$$120.00 * y * \left(\frac{y}{2}\right) = 853.39 (112.46 - y)$$

$$60 * y^2 + 853.393 * y - 95972.602 = 0$$

$$y = 33.51 \text{ cm}$$

### **Capacidad del acero principal sujeto a cargas de servicio:**

El brazo  $J_d$  entre las cargas es:

$$J_d = d - \frac{y}{3}$$

$$J_d = 112.46 - \frac{33.51}{3} = 101.29 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero será:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(J_d)A_s}$$

$$f_{ss} = \frac{270.14 \text{ Tn} \cdot \text{m}}{(101.29 \text{ cm}) * 107.10 \text{ cm}^2}$$

$$f_{ss} = 2490 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 0.60 * f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK!}$$

### **Separación máxima de la armadura**

$$S_{\text{máx}} = \frac{125,000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{7.54 \text{ cm}}{0.7(120.00 - 7.54 \text{ cm})} = 0.096$$

Por su condición de subestructura,  $\gamma_e = 0.75$

$$S_{\text{máx}} = \frac{125,000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} = \frac{125000(0.75)}{0.096 \left( 2490 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} - 2 * 7.54 \text{ cm} = 377.99 \text{ cm} > 2.71 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Separación de armadura a cara de acero:

$$S_a = \frac{120 - 2 * (\text{recubri} + \phi_{\text{estri}}) - 21\phi}{20} = 2.71 \text{ cm}$$

Separación de armadura a eje de acero:

$$S_a = 2.71 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm} = 5.25 \text{ cm} = 0.005 \text{ m}$$

### **A.5. Armadura en las caras laterales debido a la temperatura y contracción**

$$A_{s.temp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s.temp} = \frac{0.18(120.00)(120.00)}{2(120.00 + 120.00)} = 5.40 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

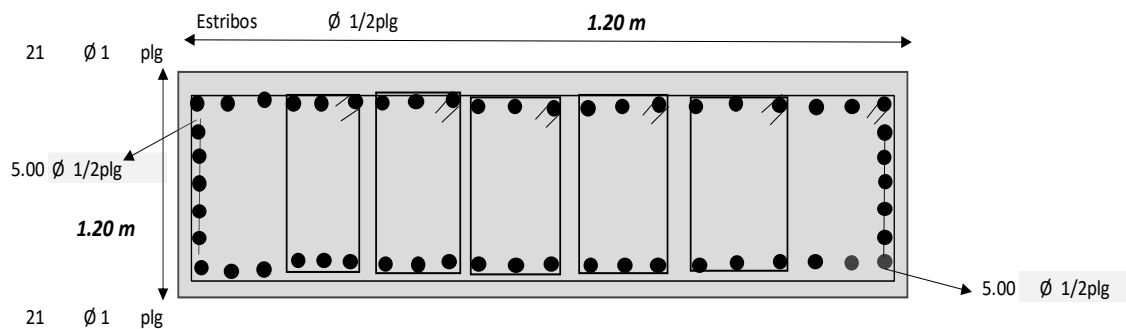
$$\text{Además; } 2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq 5.40 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq 12.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{OK! (Art. 5.10.6 - 2)}$$

Utilizaremos por cara:

$$5 \text{ } \emptyset 1'' = 5 * 1.29 \text{ cm}^2 = 6.45 \text{ cm}^2, \text{ teniendo en cuenta:}$$

$$S_{\text{máx}} = 3 * t = 3 * 120.00 \text{ cm} = 360.00 \text{ cm}$$

**Figura 114. Distribución de armadura de contracción y de temperatura**



#### A.6. Refuerzo superficial para controlar la fisuración en el alma

Para  $d_l = 90.00 \text{ cm}$

$$A_{sk} \geq 0.1(d_l - 76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4}$$

Dónde:

$A_s$  = Área del refuerzo debido a la tracción = 21 (5.10 cm<sup>2</sup>) = 107.10 cm<sup>2</sup>

$A_p$  = Área del acero pre-esfuerzo = 0

$d_l = 120.00 \text{ cm} - 7.54 \text{ cm} = 112.46 \text{ cm}$

$$A_{sk} \geq 0.1(112.46 - 76) = 3.65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ de altura}$$

$A_{sk}$  requerido por cara:

$$A_{sk} = 3.65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ de altura } 1.20 \text{ m} = 4.38 \text{ cm}^2 \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4} = \frac{107.10 \text{ cm}^2}{4} = 26.78 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = dl/6 = 112.46 \text{ cm}/6 = 18.74 \text{ cm y } S_{\text{máx}} = 30.00 \text{ cm (Art. 5.6.7)}$$

Separación de armadura a cara de acero

$$S_a = \frac{120 - 2(\text{recubr} + \phi_{\text{estr}} + \phi) - 5\phi_{\text{temp}}}{6} = 16.01 \text{ cm}$$

Separación de armadura a eje de acero

18.00 cm

Suministra:

$$5 \text{ } \emptyset 1 \text{ } 1/2'' = 6.45 \text{ cm}^2 > 3.65 \text{ cm}^2, \text{ con } S = 16.01 < S_{\text{máx}} = 18.74 \text{ cm OK!}$$

### **A.7. Diseño por corte**

Corte actuante  $V_u = 291.88 \text{ Tn}$

El cortante resistente del concreto y el acero es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1 - 1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de. } \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25f'cb_vd_v + V_p \end{array} \right.$$

### **Cortante resistente solo por el concreto**

Mediante el proceso simplificado según el artículo 5.7.3.4.1 se calcula con el valor de  $\beta=2$  en lugar de calcular el refuerzo transversal según el artículo 5.7.2.5.1.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_vd_v$$

$$V_c = 0.53 * \left( \left( 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)^{0.5} \right) * (120\text{cm}) * (104.59\text{cm}) = 101302.7 \text{ kg}$$

$b_v$  = ancho de viga = 120.00 cm

$d_v$  = profundidad efectiva =  $d_e - a/2 =$

$$d_v = 112.46\text{cm} - \frac{16 \text{ cm}}{2} = 104.59 \text{ cm}$$

$$\text{No menor que el valor de.} \left\{ \begin{array}{l} 0.9d_e = 0.9(112.46 \text{ cm}) = 101.21 \text{ cm} \quad \text{OK!} \\ 0.72 h = 0.72 (120.00 \text{ cm}) = 86.40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### Cortante nominal resistente del acero

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (\text{C5.7.3.3} - 1 \text{ y } 5.7.3.4.1)$$

$$V_s = \frac{15.48 \text{ cm}^2 \left( 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (104.59 \text{ cm})}{17.50 \text{ cm}} = 388554.19 \text{ kg}$$

Siendo

$$A_v = 12(1.29 \text{ cm}^2) = 15.48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Asumiendo 12 ramas de } \emptyset 1/2)$$

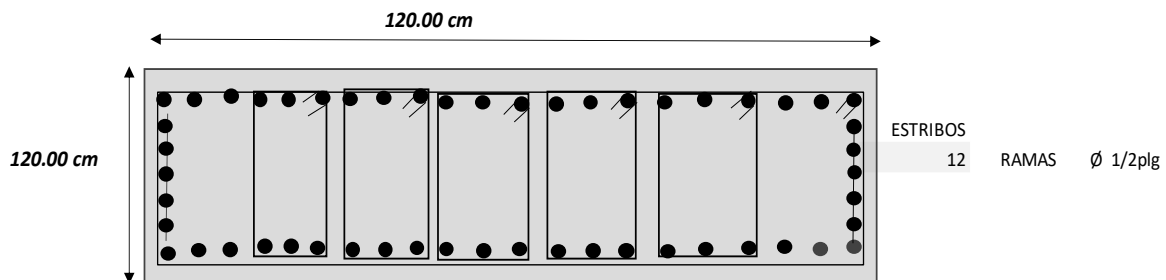
$$s = 17.50 \text{ cm} \quad (\text{espaciamiento asumido de estribos})$$

$$\theta = 45^\circ \quad (\text{Procedimiento simplificado señalado en el Art. 5.7.3.4.1.a condición de})$$

usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.7.2.5)

$$\alpha = 90^\circ \quad (\text{Ángulo que evalúa la inclinación con respecto al estribo})$$

**Figura 115. Armadura transversal en la viga**



### Cortante nominal resistente

$$\text{El menor valor de} \left\{ \begin{array}{l} V_n = 111302.7 \text{ kg} + 388554.2 \text{ kg} + 0 = 499856.8 \text{ kg} \\ V_n = 0.25 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 120 * 104.59 \text{ cm} = 878514.0 \text{ kg} \end{array} \right.$$

Luego  $V_n = 499858.8 \text{ kg}$

### Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 0.90(499856.8 \text{ kg}) = 449871.2 \text{ kg} > 291882.5 \text{ kg} \quad OK!$$

### Refuerzo transversal

$$A_v \geq 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v S}{f_y} \text{ cm}^2 \quad (5.7.2.5 - 1)$$

$\lambda = 1$ ; referido al concreto cuyo peso es normal.

$$A_v \geq 0.27 (1)(280 \text{ kg/cm}^2)^{0.5} \frac{(120 \text{ cm})(17.50 \text{ cm})}{(4200 \text{ kg/cm}^2)} \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ min}} = 2.26 \text{ cm}^2 \leq 15.48 \text{ cm}^2 \quad OK!$$

### Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_u = \frac{v_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

$$V_u = \frac{v_u}{\phi b_v d_v} = \frac{291882.5 \text{ kg}}{0.9(120.00 \text{ cm})(104.59 \text{ cm})} = 25.84 \text{ kg/cm}^2$$

También:

Si:

$$V_u \leq 0.125 f'_c \quad S_{\text{máx}} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm} \quad (5.7.2.6 - 1)$$

$$V_u \geq 0.125 f'_c \quad S_{\text{máx}} = 0.4 d_v \leq 30 \text{ cm} \quad (5.7.2.6 - 2)$$

$$\text{Como } V_u = 25.84 \text{ kg/cm}^2 < 0.125 \left( 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 35.0 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$S_{\text{máx}} = 0.8 d_v = 0.8 * 104.59 \text{ cm} = 83.67 \text{ cm y } S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Luego } S = 17.50 \text{ cm} < S_{\text{máx}} = 60.00 \text{ cm} \quad \text{Cumple!}$$

Para espaciado del refuerzo transversal para confinamiento en posibles regiones de articulación plástica. Art. 5.11.4.1.5. AASHTO

$$\text{No exceda el menor de: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} * h = \frac{1}{4} * (120 \text{ cm}) = 0.30 \text{ m} \\ 4" = 0.10 \text{ m} \end{array} \right.$$

Espaciamiento en zona de confinamiento = 0.10 m

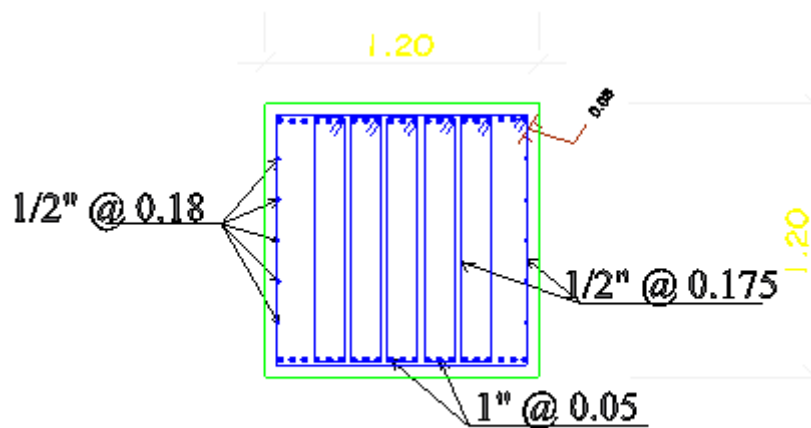
La longitud probable de rótula plástica se estimó conforme a Priestley et al. (1996), adoptándose una longitud igual al peralte de la sección ( $L_p \approx h$ ) en concordancia con práctica internacional de diseño sísmico de puentes y criterios utilizados en Caltrans SDC.

$$L_p = 0.008L + 0.15F_y d_v$$

$$L_p = 0.08 * 297.4 \text{ in} + 0.15 * 60 \text{ ksi} * 2.54 \text{ in} = 1.18 \text{ m}$$

Adoptando un valor de longitud de espaciado = 1.20 m

**Figura 116. Sección transversal de viga travesaño del pilar**



Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.7.2. Columnas del pilar

##### a) Ubicación

El puente está zonificado en el área 04.

##### b) Datos generales

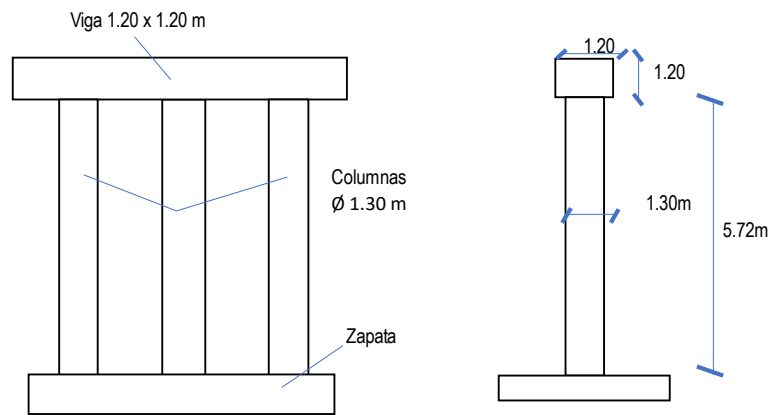
$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

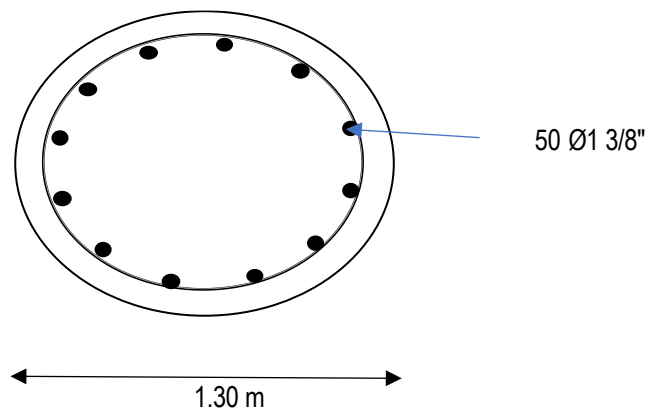
##### c) Geometría

El pilar está constituido por una viga travesaño y tres columnas circulares.

**Figura 117. Detalles del pilar central a diseñar**



**Figura 118. Sección transversal de la columna del pilar**



**d) Propiedades de la sección**

Diámetro de la columna = 1.30 m

$$A_g = \frac{\pi 130^2}{4} = 13273.23 \text{ cm}^2$$

Recubrimiento (r) = 5 cm

$$A_s = 50(10.06 \text{ cm}^2) = 503.00 \text{ cm}^2$$

**e) Refuerzo máximo de miembros a compresión**

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps}f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08$$

$$\frac{A_s}{A_g} \leq 0.08 \rightarrow \frac{483.75 \text{ cm}^2}{13273.23 \text{ cm}^2} = 0.0379 \leq 0.08 \text{ OK!}$$

**f) Refuerzo mínimo de miembros a compresión**

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0.135$$

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} \geq 0.135 \rightarrow \frac{483.75 \text{ cm}^2 \left( \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right)}{13273.23 \text{ cm}^2 \left( \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 0.568 \geq 0.135 \quad OK!$$

### g) Factores de resistencia

Para columnas con estribos cerrados, los factores de resistencia son: torsión 0.9, corte 0.90 y compresión 0.9; de acuerdo al apartado 2.2.11.6 de la presente tesis.

### h) Evaluación de esbeltez del pilar

#### Requisitos para columnas

Se considera columna cuando la relación entre la dimensión máxima en planta y la altura efectiva libre es igual o mayor que 2.5

$$h_n = 5.72 \text{ m}$$

$$D = 1.30 \text{ m}$$

$$h_n/D = 4.4 \rightarrow \text{se clasifica como columna}$$

#### Refuerzo longitudinal

$$A_g = 13273.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 503.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 3.79\%$$

#### En dirección longitudinal (plano transversal al pórtico)

Se encuentra en un sistema desplazable (no arriostrado)

Se determina la esbeltez del pilar mediante la ecuación:

$$\frac{KL_u}{r} = \frac{2.1(572 \text{ cm})}{32.5 \text{ cm}} = 36.96 \geq 22 \quad \text{columna esbelta}$$

Donde:

$$K = 2.1$$

$$L_u = 572 \text{ cm}$$

$$r = 0.25d = 32.5 \text{ cm}$$

En dirección transversal (plano del pórtico)

Donde:

$$K = 2.1$$

$$L_u = 572 \text{ cm}$$

$$r = 0.25d = 32.5 \text{ cm}$$

$$\frac{KL_u}{r} = \frac{2.1(572 \text{ cm})}{32.5 \text{ cm}} = 36.96 \geq 22 \quad \text{columna esbelta}$$

Debido a que se obtuvo una esbeltez mayor a 22 en ambas direcciones, se concluye amplificar los momentos considerando los efectos de esbeltez.

### **i) Amplificación de momentos**

En dirección longitudinal (plano transversal al pórtico)

***Cálculo de  $\delta b$***

$$C_m = 1.00$$

$$P_u = 399.17 \text{ Tn}$$

$$\phi_k = 0.75$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$$

Donde:

EI = mayor valor de:

$$EI = \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Donde:

$$E_c = 15300 \sqrt{f'_c} = 256018 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi 130^4}{64} = 14019848.1 \text{ cm}^4$$

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_U} = \frac{-1.78E^{-08}Tn}{492.40 Tn} = 0$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} = 1.436 \times 10^{12} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Luego:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_U)^2} = \frac{\pi^2 (1.436 \times 10^{12} \text{ kg} - \text{cm}^2)}{(2.1 \times 572 \text{ cm})^2} = 9820.71 Tn$$

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_e}} \geq 1.0 \rightarrow \frac{1.0}{1 - \frac{399.17 Tn}{0.75 \times 9820.71 Tn}} = 1.057 \geq 1.0$$

**Cálculo de  $\delta_s$**

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_e}} \geq 1.0$$

Utilizando  $P_u$  y  $P_e$  para un análisis simple, en vez de  $\sum P_u$  y  $\sum P_e$ , tendremos:

$$\delta_s = 1.057 \geq 1.0$$

obtenemos:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$M_{2b} = 95.6 \text{ Tn-m}$  (Resistencia I)

$M_{2s} = 492.40 \text{ Tn-m}$

$$M_c = 1.057 \times 95.6 + 1.057 \times 492.40 = 621.68 \text{ Tn-m}$$

En dirección transversal (plano del pórtico)

**Cálculo de  $\delta_b$**

$$C_m = 1.00$$

$$P_u = 399.17 Tn$$

$$\phi_k = 0.75$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_U)^2}$$

Donde:

EI = mayor valor de:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d}$$

Donde:

$$E_c = 15300 \sqrt{f'_c} = 256018 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi 130^4}{64} = 14019848.1 \text{ cm}^4$$

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = \frac{30.85 \text{ Tn}}{168.22 \text{ Tn}} = 0.183$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} = 1.213 \times 10^{12} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Luego:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 (1.213 \times 10^{12} \text{ kg} - \text{cm}^2)}{(2.1 \times 572 \text{ cm})^2} = 8298.81 \text{ Tn}$$

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_e}} \geq 1.0 \rightarrow \frac{1.0}{1 - \frac{399.17 \text{ Tn}}{0.75 \times 8298.81 \text{ Tn}}} = 1.069 \geq 1.0$$

**Cálculo de  $\delta_s$**

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_e}} \geq 1.0$$

Utilizando  $P_u$  y  $P_e$  para un análisis simple, en vez de  $\sum P_u$  y  $\sum P_e$ , tendremos:

$$\delta_s = 1.069 \geq 1.0$$

obtenemos:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$M_{2b} = 50 \text{ Tn-m}$  (Resistencia I)

$M_{2s} = 168.22 \text{ Tn-m}$

$$M_c = 1.069 \times 50 + 1.069 \times 168.22 = 233.43 \text{ Tn-m}$$

### j) Resumen de esfuerzos amplificados

La siguiente tabla muestra los momentos amplificados por efecto de la esbeltez para la combinación de Evento Extremo I, los cuales se dan en la base del pilar, estas fuerzas se utilizarán para el diseño del pilar.

Las columnas externas se diseñarán con las fuerzas de la columna 351.

**Tabla 84. Fuerzas y momentos amplificados por Evento extremo I en la base del pilar**

| Frame | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P      | V2     | V3     | M2      | M3      |
|-------|---------|------------|-------------|----------|--------|--------|--------|---------|---------|
| 351   | 0       | EV EX I    | Combination | Max      | 399.17 | 59.548 | 78.844 | 621.678 | 233.430 |
| 352   | 0       | EV EX I    | Combination | Max      | 124.72 | 52.850 | 76.610 | 497.755 | 174.393 |
| 353   | 0       | EV EX I    | Combination | Max      | 399.17 | 22.667 | 78.844 | 620.385 | 74.214  |

Fuente: Elaboración propia

El momento combinado para las columnas 351 y 352 respectivamente son:

$$M_U = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2} = \sqrt{621.68^2 + 233.43^2} = 664.06 \text{ Ton} - m$$

$$P_u = 399.17 \text{ Ton}$$

$$M_U = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2} = \sqrt{497.76^2 + 174.39^2} = 527.42 \text{ Ton} - m$$

$$P_u = 124.72 \text{ Ton}$$

### k) Curva de interacción correspondiente a una columna de sección circular

Haciendo uso del programa CSI BRIDFE se obtiene las curvas de interacción correspondientes a una columna de sección circular, a continuación, se muestran los resultados:

**Tabla 85. Datos de Pu y Mu considerando el factor  $\phi$  para el diseño**

| Con $\phi$ |           |           |           |  |           |           |           |  |           |           |           |  |           |           |           |  |
|------------|-----------|-----------|-----------|--|-----------|-----------|-----------|--|-----------|-----------|-----------|--|-----------|-----------|-----------|--|
| Point      | Curve #1  | 0 deg     |           |  | Curve #7  | 90 deg    |           |  | Curve #13 | 180 deg   |           |  | Curve #19 | 270 deg   |           |  |
|            | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m |  | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m |  | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m |  | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m |  |
| 1          | -3085     | 0         | 0         |  | -3085     | 0         | 0         |  | -3085     | 0         | 0         |  | -3085     | 0         | 0         |  |
| 2          | -3085     | 0         | 232.5972  |  | -3085     | 233.4287  | 0         |  | -3085     | 0         | -232.5972 |  | -3085     | -233.4287 | 0         |  |
| 3          | -3081     | 0         | 326.164   |  | -3083     | 325.2641  | 0         |  | -3081     | 0         | -326.164  |  | -3083     | -325.2641 | 0         |  |
| 4          | -2808     | 0         | 427.2943  |  | -2810     | 426.3947  | 0         |  | -2808     | 0         | -427.2943 |  | -2810     | -426.3947 | 0         |  |
| 5          | -2488     | 0         | 525.2069  |  | -2487     | 525.3064  | 0         |  | -2488     | 0         | -525.2069 |  | -2487     | -525.3064 | 0         |  |
| 6          | -2116     | 0         | 616.6465  |  | -2120     | 616.1858  | 0         |  | -2116     | 0         | -616.6465 |  | -2120     | -616.1858 | 0         |  |
| 7          | -1693     | 0         | 700.3892  |  | -1693     | 699.9451  | 0         |  | -1693     | 0         | -700.3892 |  | -1693     | -699.9451 | 0         |  |
| 8          | -1192     | 0         | 780.8201  |  | -1197     | 780.3153  | 0         |  | -1192     | 0         | -780.8201 |  | -1197     | -780.3153 | 0         |  |
| 9          | -816.6139 | 0         | 844.169   |  | -822.1501 | 844.4329  | 0         |  | -816.6139 | 0         | -844.169  |  | -822.1501 | -844.4329 | 0         |  |
| 10         | -436.6329 | 0         | 870.5222  |  | -438.0512 | 870.5112  | 0         |  | -436.6329 | 0         | -870.5222 |  | -438.0512 | -870.5112 | 0         |  |
| 11         | 1.2638    | 0         | 827.4243  |  | 2.2831    | 827.6669  | 0         |  | 1.2638    | 0         | -827.4243 |  | 2.2831    | -827.6669 | 0         |  |
| 12         | 466.9189  | 0         | 688.9174  |  | 466.6858  | 688.5746  | 0         |  | 466.9189  | 0         | -688.9174 |  | 466.6858  | -688.5746 | 0         |  |
| 13         | 971.8651  | 0         | 485.136   |  | 976.5774  | 483.4727  | 0         |  | 971.8651  | 0         | -485.136  |  | 976.5774  | -483.4727 | 0         |  |
| 14         | 1558.057  | 0         | 196.1046  |  | 1555.2806 | 197.2695  | 0         |  | 1558.057  | 0         | -196.1046 |  | 1555.2806 | -197.2695 | 0         |  |
| 15         | 1909.6778 | 0         | 0         |  | 1909.6778 | 0         | 0         |  | 1909.6778 | 0         | 0         |  | 1909.6778 | 0         | 0         |  |

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 86. Carga axial y momento en la dirección 3-3**

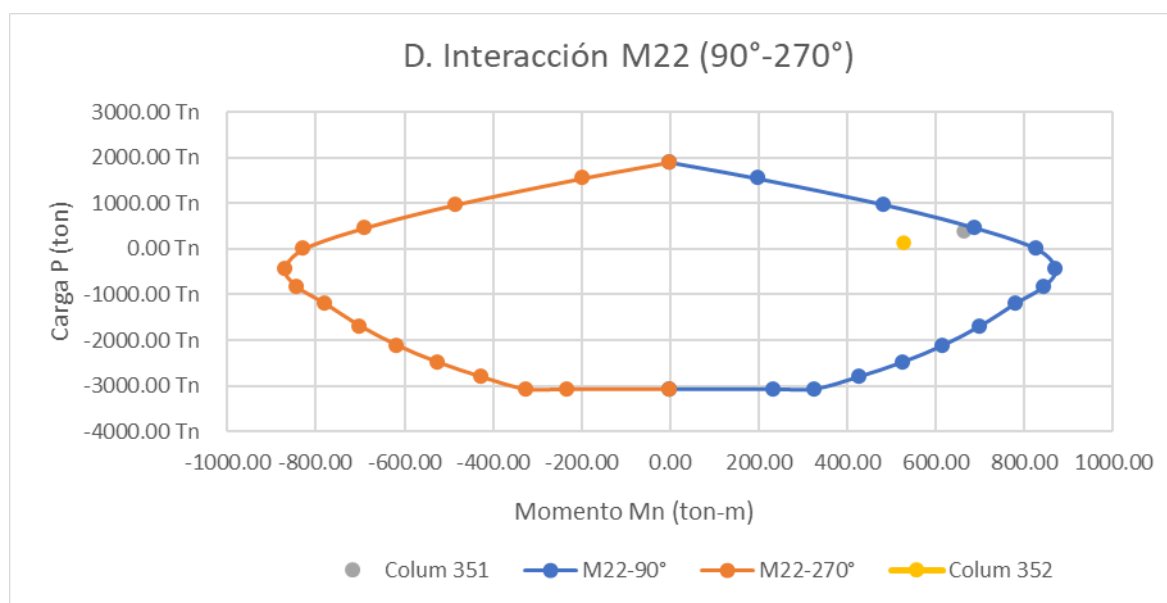
| M33       |          |           |          |
|-----------|----------|-----------|----------|
| 0°        |          | 180°      |          |
| Pn        | Mn       | Pn        | Mn       |
| -3085     | 0        | -3085     | 0        |
| -3085     | 232.5972 | -3085     | -232.597 |
| -3081     | 326.164  | -3081     | -326.164 |
| -2808     | 427.2943 | -2808     | -427.294 |
| -2488     | 525.2069 | -2488     | -525.207 |
| -2116     | 616.6465 | -2116     | -616.647 |
| -1693     | 700.3892 | -1693     | -700.389 |
| -1192     | 780.8201 | -1192     | -780.82  |
| -816.6139 | 844.169  | -816.6139 | -844.169 |
| -436.6329 | 870.5222 | -436.6329 | -870.522 |
| 1.2638    | 827.4243 | 1.2638    | -827.424 |
| 466.9189  | 688.9174 | 466.9189  | -688.917 |
| 971.8651  | 485.136  | 971.8651  | -485.136 |
| 1558.057  | 196.1046 | 1558.057  | -196.105 |
| 1909.6778 | 0        | 1909.6778 | 0        |

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 87. Carga axial y momento en la dirección 2-2**

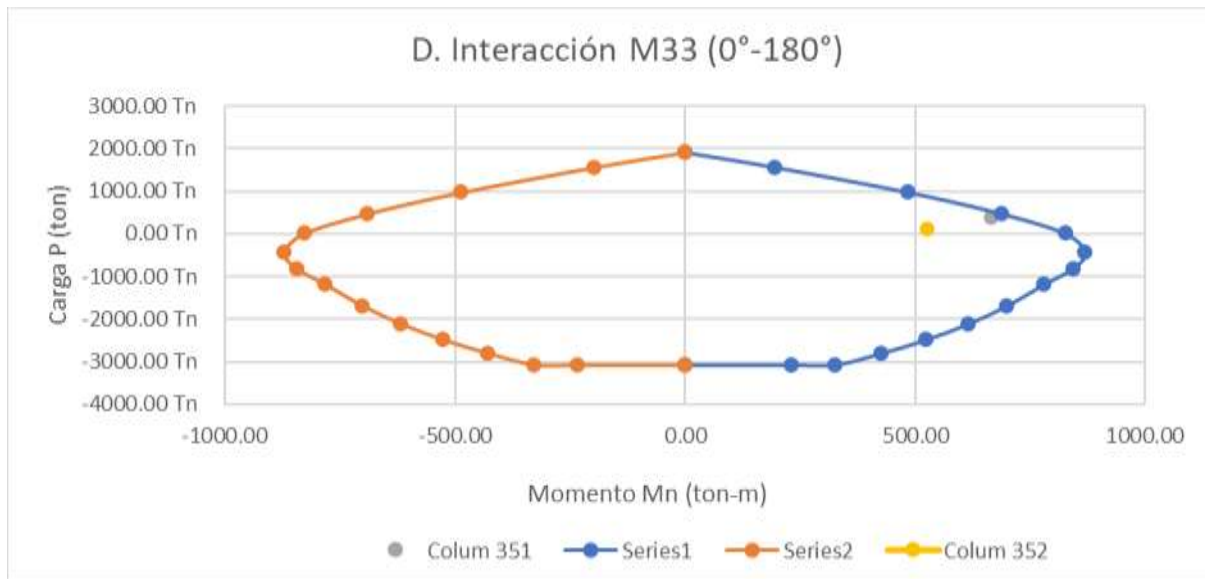
| M22       |          |           |          |
|-----------|----------|-----------|----------|
| 90°       |          | 270°      |          |
| Pn        | Mn       | Pn        | Mn       |
| -3085     | 0        | -3085     | 0        |
| -3085     | 233.4287 | -3085     | -233.429 |
| -3083     | 325.2641 | -3083     | -325.264 |
| -2810     | 426.3947 | -2810     | -426.395 |
| -2487     | 525.3064 | -2487     | -525.306 |
| -2120     | 616.1858 | -2120     | -616.186 |
| -1693     | 699.9451 | -1693     | -699.945 |
| -1197     | 780.3153 | -1197     | -780.315 |
| -822.1501 | 844.4329 | -822.1501 | -844.433 |
| -438.0512 | 870.5112 | -438.0512 | -870.511 |
| 2.2831    | 827.6669 | 2.2831    | -827.667 |
| 466.6858  | 688.5746 | 466.6858  | -688.575 |
| 976.5774  | 483.4727 | 976.5774  | -483.473 |
| 1555.2806 | 197.2695 | 1555.2806 | -197.27  |
| 1909.6778 | 0        | 1909.6778 | 0        |

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 88. Diagrama de interacción de la columna en la dirección del sismo X**

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 89. Diagrama de interacción de la columna en la dirección del sismo Y**



Fuente: Elaboración propia

Tal como se aprecia en las curvas de interacción de la columna circular en las direcciones de sismo X y Y, la carga axial y momento amplificado para la columna 351 ( $P_u = 399.17$  Ton y  $M_u = 664.06$  Ton-m) y para la columna 352 ( $P_u = 124.72$  Ton y  $M_u = 527.42$  Ton-m) se encuentran dentro de la zona de resistencia por lo que la propuesta de acero y geometría de la sección es adecuada.

**Tabla 90. Refuerzo longitudinal con cuantía de 3.79% con barras de acero de 1 3/8"**

| Region    | Ring  | No. of Bundles | Bundle Type | Bar No. | Area  | Material   | Conf. Type | Conf. Spacing | Bar No. | Area   | Material   |
|-----------|-------|----------------|-------------|---------|-------|------------|------------|---------------|---------|--------|------------|
| Core1     | Ring1 | 50             | Single      | 1 3/8"  | 0.001 | FY 4200 K. | Hoop       | 0.05          | 3/4"    | 0.0003 | FY 4200 K. |
| Prestress |       | 0              | Tendon      | N/A     | 0     | N/A        | N/A        | N/A           | N/A     | N/A    | N/A        |
| Casing    |       | N/A            | Casing      | N/A     | 0     | N/A        | N/A        | N/A           | N/A     | N/A    | N/A        |

## I) Verificación del diseño por flexión biaxial

### Columnas exteriores

#### Resistencia de la sección a la compresión pura (sin excentricidad)

Elementos con estribos cerrados (zunchos):

$$\phi P_{um\acute{a}x} = 0.80 \phi P_{on}$$

$$\phi P_{um\acute{a}x} = 0.80 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

Donde:

$$P_u = 399.17 \text{ Ton}$$

$$\alpha = 0.80 \text{ (estribos circulares)}$$

$$\phi = 0.90 \text{ (factor de reducción para columnas con estribos)}$$

$$A_g = 13273.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 503.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{umín} = 0.1\phi f'cAg = 0.10 * 0.90 * \frac{280kg}{cm^2} * 13273.23 cm^2 = 344.49 Ton$$

344.49 Ton  $\leq$  399.17 Ton  $\rightarrow$  Usar Método de Bresler

Entonces debemos usar:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

$$\phi P_o = P_{umáx}$$

$$P_o = 0.85f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} = 0.85 * 280 \frac{kg}{cm^2} * (13273.23 - 503) + 4200 \frac{kg}{cm^2} * 503 cm^2$$

$$P_o = 5151.91 Ton \rightarrow \phi P_o = 0.8 * 0.9 * 5151.91 Ton = 3709.38 Ton$$

### Verificación de la resistencia de diseño

$$P_u < P_{umáx} \rightarrow 399.17 Ton < 3709.38 Ton \text{ Si cumple}$$

### Método de Bresler

$$Prx = 632.99 Ton$$

$$Pry = 1482.36 Ton$$

$$\phi P_o = 3709.38 Ton$$

Reemplazando los valores se tiene:

$$Prxy = 503.83 Ton > 399.17 Ton \quad \text{Si cumple}$$

Se verifica que la carga Prxy es mayor que la carga ultima Pu

### **Columna central**

### Resistencia de la sección a la compresión pura

$$\phi P_{umáx} = 0.80\phi(0.85f'c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

Donde:

$$P_u = 124.72 Ton$$

$$\alpha = 0.80 \text{ (estribos circulares)}$$

$$\phi = 0.90 \text{ (factor de reducción para columnas con estribos)}$$

$$A_g = 13273.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 503.00 \text{ cm}^2$$

$$P_{umín} = 0.1\phi f'c A_g = 0.10 * 0.90 * \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 13273.23 \text{ cm}^2 = 344.49 \text{ Ton}$$

$344.49 \text{ Ton} \geq 124.72 \text{ Ton} \rightarrow$  Usar Método del contorno de cargas

Entonces debemos usar:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0$$

Como:

$$\frac{M_u}{M_r} \leq 1.0 \rightarrow \frac{527.42 \text{ Tn} - m}{870.52 \text{ Tn} - m} = 0.61 \leq 1.0 \text{ OK!}$$

#### m) Diseño por corte

Las fuerzas provenientes de la evaluación por capacidad consideradas para el diseño de las columnas en ambos ejes principales son las obtenidas de acuerdo con lo mencionado en la parte 2.2.11.3 de la presente tesis.

##### Plano perpendicular al del pilar

El plano de análisis es en X-Z, se obtiene las fuerzas axiales calculadas por la combinación de Evento Extremo I no reducida.

**Tabla 91. Carga axial – Evento Extremo I para columna externa 351**

| Frame | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P         |
|-------|---------|------------|-------------|----------|-----------|
| 351   | 0       | EE I (NR)  | Combination | Max      | 186.3852  |
| 351   | 0       | EE I (NR)  | Combination | Min      | -714.4687 |
| 351   | 2.61    | EE I (NR)  | Combination | Max      | 196.7115  |
| 351   | 2.61    | EE I (NR)  | Combination | Min      | -704.1425 |
| 351   | 5.22    | EE I (NR)  | Combination | Max      | 207.0378  |
| 351   | 5.22    | EE I (NR)  | Combination | Min      | -693.8162 |

**Tabla 92. Carga axial – Evento Extremo I para columna central 352**

| Frame | Station | OutputCase | CaseType   | StepType | P         |
|-------|---------|------------|------------|----------|-----------|
| 352   | 0       | EE I (NR)  | Combinatio | Max      | -124.7208 |
| 352   | 0       | EE I (NR)  | Combinatio | Min      | -124.7215 |
| 352   | 2.61    | EE I (NR)  | Combinatio | Max      | -114.3945 |
| 352   | 2.61    | EE I (NR)  | Combinatio | Min      | -114.3952 |
| 352   | 5.22    | EE I (NR)  | Combinatio | Max      | -104.0682 |
| 352   | 5.22    | EE I (NR)  | Combinatio | Min      | -104.0689 |

Fuente: Elaboración propia

Los momentos resistentes en las columnas en el sentido X (M22) se obtienen de la curva de interacción para las fuerzas axiales desarrolladas a lo largo de la columna. Luego con estos momentos calculados por sobrerresistencia se obtendrán las fuerzas por corte.

**Tabla 93. Diagrama de interacción sin  $\phi$  para evaluación por sobrerresistencia**

| Sin $\phi$ |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |  |
|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--|
| Point      | Curve #1  | 0 deg     |           |           | Curve #7  | 90 deg    |           |           | Curve #13 | 180 deg   |           |           | Curve #19 | 270 deg   |           |  |
|            | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m | P tonf    | M2 tonf-m | M3 tonf-m |  |
| 1          | -3701     | 0         | 0         | -3701     | 0         | 0         | -3701     | 0         | 0         | -3701     | 0         | 0         | -3701     | 0         | 0         |  |
| 2          | -3701     | 0         | 279.1166  | -3701     | 280.1144  | 0         | -3701     | 0         | -279.1166 | -3701     | -280.1144 | 0         | -3701     | -280.1144 | 0         |  |
| 3          | -3697     | 0         | 391.3968  | -3700     | 390.3169  | 0         | -3697     | 0         | -391.3968 | -3700     | -390.3169 | 0         | -3700     | -390.3169 | 0         |  |
| 4          | -3369     | 0         | 512.7532  | -3372     | 511.6736  | 0         | -3369     | 0         | -512.7532 | -3372     | -511.6736 | 0         | -3372     | -511.6736 | 0         |  |
| 5          | -2986     | 0         | 630.2483  | -2985     | 630.3677  | 0         | -2986     | 0         | -630.2483 | -2985     | -630.3677 | 0         | -2985     | -630.3677 | 0         |  |
| 6          | -2539     | 0         | 739.9758  | -2544     | 739.423   | 0         | -2539     | 0         | -739.9758 | -2544     | -739.423  | 0         | -2544     | -739.423  | 0         |  |
| 7          | -2031     | 0         | 840.467   | -2031     | 839.9341  | 0         | -2031     | 0         | -840.467  | -2031     | -839.9341 | 0         | -2031     | -839.9341 | 0         |  |
| 8          | -1430     | 0         | 936.9841  | -1436     | 936.3783  | 0         | -1430     | 0         | -936.9841 | -1436     | -936.3783 | 0         | -1436     | -936.3783 | 0         |  |
| 9          | -926.5252 | 0         | 957.7891  | -932.8065 | 958.0885  | 0         | -926.5252 | 0         | -957.7891 | -932.8065 | -958.0885 | 0         | -932.8065 | -958.0885 | 0         |  |
| 10         | -460.2785 | 0         | 917.6649  | -461.7737 | 917.6534  | 0         | -460.2785 | 0         | -917.6649 | -461.7737 | -917.6534 | 0         | -461.7737 | -917.6534 | 0         |  |
| 11         | 1.2638    | 0         | 827.4243  | 2.2831    | 827.6669  | 0         | 1.2638    | 0         | -827.4243 | 2.2831    | -827.6669 | 0         | 2.2831    | -827.6669 | 0         |  |
| 12         | 466.9189  | 0         | 688.9174  | 466.6858  | 688.5746  | 0         | 466.9189  | 0         | -688.9174 | 466.6858  | -688.5746 | 0         | 466.6858  | -688.5746 | 0         |  |
| 13         | 971.8651  | 0         | 485.136   | 976.5774  | 483.4727  | 0         | 971.8651  | 0         | -485.136  | 976.5774  | -483.4727 | 0         | 976.5774  | -483.4727 | 0         |  |
| 14         | 1558.057  | 0         | 196.1046  | 1555.2806 | 197.2695  | 0         | 1558.057  | 0         | -196.1046 | 1555.2806 | -197.2695 | 0         | 1555.2806 | -197.2695 | 0         |  |
| 15         | 1909.6778 | 0         | 0         | 1909.6778 | 0         | 0         | 1909.6778 | 0         | 0         | 1909.6778 | 0         | 0         | 1909.6778 | 0         | 0         |  |

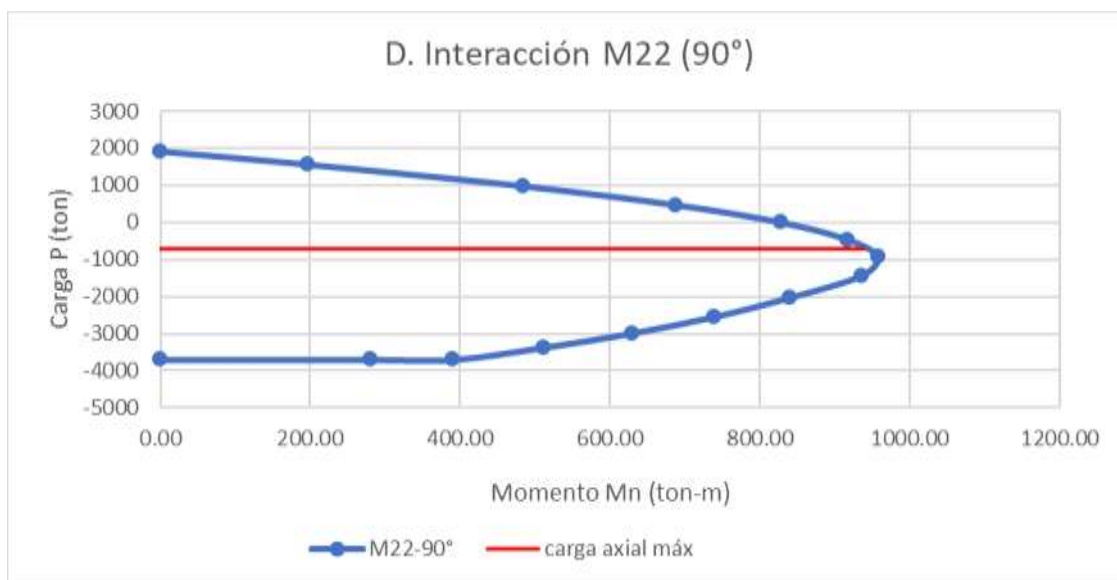
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 94. Fuerzas y momentos en la dirección 2-2**

| M33       |          |           |          |
|-----------|----------|-----------|----------|
| 0°        |          | 180°      |          |
| Pn        | Mn       | Pn        | Mn       |
| -3701     | 0        | -3701     | 0        |
| -3701     | 279.1166 | -3701     | -279.117 |
| -3697     | 391.3968 | -3697     | -391.397 |
| -3369     | 512.7532 | -3369     | -512.753 |
| -2986     | 630.2483 | -2986     | -630.248 |
| -2539     | 739.9758 | -2539     | -739.976 |
| -2031     | 840.467  | -2031     | -840.467 |
| -1430     | 936.9841 | -1430     | -936.984 |
| -926.5252 | 957.7891 | -926.5252 | -957.789 |
| -460.2785 | 917.6649 | -460.2785 | -917.665 |
| 1.2638    | 827.4243 | 1.2638    | -827.424 |
| 466.9189  | 688.9174 | 466.9189  | -688.917 |
| 971.8651  | 485.136  | 971.8651  | -485.136 |
| 1558.057  | 196.1046 | 1558.057  | -196.105 |
| 1909.6778 | 0        | 1909.6778 | 0        |

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 95. Diagrama de interacción de la columna en la dirección longitudinal**



**Tabla 96.. Esfuerzos de diseño para la columna 351**

| Frame | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P       | Mn     | $\phi Mn$ | Vcap   |
|-------|---------|------------|-------------|----------|---------|--------|-----------|--------|
| 351   | 0       | EE I (NR)  | Combination | Max      | 186.39  | 772.53 | 1004.28   | 192.39 |
| 351   | 0       | EE I (NR)  | Combination | Min      | -714.47 | 939.35 | 1221.15   | 233.94 |
| 351   | 2.61    | EE I (NR)  | Combination | Max      | 196.71  | 769.43 | 1000.26   | 191.62 |
| 351   | 2.61    | EE I (NR)  | Combination | Min      | -704.14 | 938.46 | 1220.00   | 233.72 |
| 351   | 5.22    | EE I (NR)  | Combination | Max      | 207.04  | 766.34 | 996.24    | 190.85 |
| 351   | 5.22    | EE I (NR)  | Combination | Min      | -693.82 | 937.57 | 1218.84   | 233.50 |

**Tabla 97. Esfuerzos de diseño para la columna 352**

| Frame | Station | OutputCase | CaseType    | StepType | P       | Mn     | $\phi Mn$ | Vcap   |
|-------|---------|------------|-------------|----------|---------|--------|-----------|--------|
| 352   | 0       | EE I (NR)  | Combination | Max      | -124.72 | 852.29 | 1107.98   | 212.26 |
| 352   | 0       | EE I (NR)  | Combination | Min      | -124.72 | 852.29 | 1107.98   | 212.26 |
| 352   | 2.61    | EE I (NR)  | Combination | Max      | -114.39 | 850.29 | 1105.38   | 211.76 |
| 352   | 2.61    | EE I (NR)  | Combination | Min      | -114.40 | 850.29 | 1105.38   | 211.76 |
| 352   | 5.22    | EE I (NR)  | Combination | Max      | -104.07 | 848.29 | 1102.78   | 211.26 |
| 352   | 5.22    | EE I (NR)  | Combination | Min      | -104.07 | 848.29 | 1102.78   | 211.26 |

El procedimiento para el diseño de la armadura transversal se realizó con los esfuerzos de diseño para la columna 351, en la estación  $z = 0.0$  m, siendo la misma metodología aplicada para calcular en las columnas 352 y 353.

#### Separación máxima del refuerzo transversal

El espaciamiento del refuerzo transversal no se tomará mayor que la separación máxima admisible ( $S_{\max}$ ), para ello se aplica las fórmulas del apdo. 2.2.11.9.

#### Esfuerzos producidos por el corte en el concreto

$$v_u = 233.94 \text{ Ton} = 515741.41 \text{ lbf}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b_v = 1.30 \text{ m} = 51.18 \text{ in}$$

$dv$  = alternativamente  $dv$  puede ser tomado como 0.90 de para secciones circulares.

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi}$$

Donde:

$$D = 1.30 \text{ m} = 51.18 \text{ in}$$

$$D_r = 1.12 \text{ m} = 44.09 \text{ in}$$

$$d_e = 39.63 \text{ in}$$

$$d_v = 0.9 * 39.63 \text{ in} = 35.66 \text{ in}$$

$$V_u = \frac{|v_u|}{\phi b_v d_v} = \frac{515741.41 \text{ lbf}}{0.9 * 51.18 \text{ in} * 35.66 \text{ in}} = 313.95 \text{ lbf/in}^2$$

$$V_u = 0.314 \text{ ksi} = 220.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$V_u < 0.125 f'_c$$

$$V_u = 0.314 \text{ ksi} < 0.125 * 4 \text{ ksi} \rightarrow 0.314 \text{ ksi} < 0.50 \text{ ksi OK!}$$

$$S_{\max} = 0.80 * d_v \leq 24 \text{ in} \rightarrow 0.80 * 35.66 \text{ in} = 28.53 \text{ in} \leq 24 \text{ in}$$

$$S_{\max} = 24 \text{ in} = 61 \text{ cm}$$

### **Refuerzo por confinamiento en el sentido transversal producido por rotulas plásticas**

Se proveerá de refuerzo transversal por confinamiento en las zonas inferior y superior de las columnas, con una distancia mínima igual al mayor de los siguientes valores:

- Dimensión máxima de la columna en sentido transversal = 1.30 m
- La sexta parte de la altura libre de la columna = 0.95 m
- O 18 in = 0.45 m

La longitud de la rótula plástica para las columnas del pilar es: 1.30 m

El espaciamiento entre centros del refuerzo transversal por confinamiento se tomará como el menor valor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima en planta del elemento = 0.33 m
- Ni 100 mm

Por lo tanto, el espaciamiento del refuerzo transversal por confinamiento es: 10 cm

### **Resistencia nominal al corte (procedimiento general)**

La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , se determinará como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

En el cual:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s}$$

Donde:

$\alpha = 90^\circ$  (ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto al eje

longitudinal

Se calculan los factores  $\beta$  y  $\theta$  según lo especificado en el procedimiento general.

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)}$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$

En la cual:

$\varepsilon_s$  = deformación que ocurre en el sentido longitudinal de la sección del refuerzo en la zona de tracción ubicada en su centroide, se puede determinar por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Fuerzas tomadas en la base de la columna 351 por Evento extremo I

$$|M_u| = 1221.1 \text{ Ton-m} = 105991.1 \text{ kip-in} > |V_u - V_p|d_v = 18393.25 \text{ kip-in} \text{ Cumple}$$

$$N_u = -714.47 \text{ Ton} = -1575.13 \text{ kip}$$

$$V_u = 233.94 \text{ Ton} = 515.74 \text{ kip}$$

Donde:

$$A_s = 251.50 \text{ cm}^2 = 3898 \text{ in}^2$$

$$E_s = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2 = 29015.53 \text{ kip/in}^2$$

Reemplazando valores, se obtiene  $\varepsilon_s, \beta, \theta$ :

$$\varepsilon_s = 0.00238718 \text{ OK!}$$

$$\beta = 1.72$$

$$\Theta = 37.36^\circ$$

Resistencia del concreto al corte:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v = 0.0316 * 1.72 * \sqrt{4 \text{ ksi}} * 51.18 \text{ in} * 35.66 \text{ in} = 198.02 \text{ kip}$$

$$= 89.82 \text{ Ton}$$

Resistencia del acero frente a la cortante:

La capacidad frente al corte ofrecida por el refuerzo transversal de diámetro de 5/8"

separados a 5cm, es:

$$S = 5 \text{ cm} = 1.97 \text{ in}$$

$$A_v = 0.31 \text{ in}^2$$

$$f_y = 60 \text{ ksi}$$

$$\text{Cot}\Theta = 1.31$$

$$\text{Cot}\alpha = 0.0$$

$$\text{Sen}\alpha = 1.00$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \text{sen}\alpha}{s} = \frac{0.31 \text{ in}^2 * 60 \text{ ksi} * 35.66 \text{ in} (1.31) 1.0}{1.97 \text{ in}} = 439.58 \text{ kip} = 199.39 \text{ Ton}$$

Resistencia nominal al corte,  $V_n$ :

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 89.82 \text{ Ton} + 199.39 \text{ Ton} = 289.21 \text{ Ton}$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p = 0.25 * 4 \text{ ksi} * 51.18 \text{ in} * 35.66 \text{ in} = 1818 \text{ kip} = 824.41 \text{ Ton}$$

$$V_n = 289.21 \text{ Ton}$$

Cortante resistente total:

$$V_r = \phi V_n = 0.9 * 289.21 \text{ Ton} = 260.29 \text{ Ton} > 233.94 \text{ Ton OK!}$$

 Se verifica el refuerzo transversal mínimo  $A_{vmin}$

| Diámetro (in) | Área (cm <sup>2</sup> ) | S (cm) | Avmin                |
|---------------|-------------------------|--------|----------------------|
| 3/8 "         | 0.71                    |        | 0.00 cm <sup>2</sup> |
| 1/2"          | 1.29                    |        | 0.00 cm <sup>2</sup> |
| 5/8"          | 1.98                    | 5.00   | 0.70 cm <sup>2</sup> |
| 3/4"          | 2.85                    |        | 0.00 cm <sup>2</sup> |

$$A_{vmin} < A_v \rightarrow 0.70 \text{ cm}^2 < 1.98 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

#### Se verifica el espaciamiento máximo de la armadura transversal

$$5.0 \text{ cm} < 61.0 \text{ cm}$$

Cómo se menciona en el apartado cortante en columna y refuerzo transversal se verifica la capacidad ofrecida por el concreto frente al corte.

El esfuerzo de corte  $V_c$  se tomará como se especifica en el art. 2.9.1.5.6.3.3.

$$P_U > 0.10 f'_c A_g \rightarrow 714.47 \text{ Ton} > 0.10 * \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 13273.23 \text{ cm}^2 = 371.65 \text{ Ton OK!}$$

$$V_u = 89.82 \text{ Ton}$$

El índice de D/C al corte para la sección de la columna.

$$DC = \frac{V_u}{V_r} = 0.90$$

#### Resumen de diseño por corte

Las siguientes tablas muestran el diseño por cortante para las columnas 351, 352 y 353 para las diferentes secciones de la columna.

**Tabla 98. Resumen de diseño por corte de las columnas exteriores.**

| <b>Columna 351 y 353</b>         |             |              |              |
|----------------------------------|-------------|--------------|--------------|
| <b>Posición</b>                  | <b>0</b>    | <b>2.61</b>  | <b>5.22</b>  |
| <b>Mu</b>                        | 1221.1 Tn-m | 1220.00 Tn-m | 1218.84 Tn-m |
| <b>Nu</b>                        | -714.47 Tn  | -704.14 Tn   | -693.82 Tn   |
| <b>Vu</b>                        | 233.94 Tn   | 233.72 Tn    | 233.50 Tn    |
| <b><math>\epsilon_s =</math></b> | 0.00238718  | 0.002394337  | 0.002401491  |
| <b><math>\beta =</math></b>      | 1.720       | 1.717        | 1.714        |
| <b><math>\Theta =</math></b>     | 37.36 °     | 37.38 °      | 37.41 °      |
| <b>bv =</b>                      | 130.00 cm   | 130.00 cm    | 130.00 cm    |
| <b>dv =</b>                      | 90.59 cm    | 90.59 cm     | 90.59 cm     |
| <b>S =</b>                       | 5.00 cm     | 5.00 cm      | 5.00 cm      |
| <b>Vc =</b>                      | 89.82 Tn    | 89.65 Tn     | 89.48 Tn     |
| <b>Vs =</b>                      | 199.39 Tn   | 199.21 Tn    | 199.03 Tn    |
| <b>Vn =</b>                      | 289.21 Tn   | 288.86 Tn    | 288.51 Tn    |
| <b>Vr =</b>                      | 260.29 Tn   | 259.97 Tn    | 259.66 Tn    |
| <b>DC =</b>                      | 0.90        | 0.90         | 0.90         |
| <b>Verificación</b>              | OK!         | OK!          | OK!          |

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 99. Resumen de diseño por corte de la columna central**

| <b>Columna 352</b>               |             |             |             |
|----------------------------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>Posición</b>                  | <b>0</b>    | <b>2.61</b> | <b>5.22</b> |
| <b>Mu</b>                        | 1108.0 Tn-m | 1105.4 Tn-m | 1102.8 Tn-m |
| <b>Nu</b>                        | -124.72 Tn  | -114.40 Tn  | -104.07 Tn  |
| <b>Vu</b>                        | 212.26 Tn   | 211.76 Tn   | 211.26 Tn   |
| <b><math>\epsilon_s =</math></b> | 0.00267617  | 0.00267966  | 0.00268315  |
| <b><math>\beta =</math></b>      | 1.596       | 1.595       | 1.593       |
| <b><math>\Theta =</math></b>     | 38.37 °     | 38.38 °     | 38.39 °     |
| <b>bv =</b>                      | 130.00 cm   | 130.00 cm   | 130.00 cm   |
| <b>dv =</b>                      | 90.59 cm    | 90.59 cm    | 90.59 cm    |
| <b>S =</b>                       | 5.00 cm     | 5.00 cm     | 5.00 cm     |
| <b>Vc =</b>                      | 83.35 Tn    | 83.27 Tn    | 83.20 Tn    |
| <b>Vs =</b>                      | 192.26 Tn   | 192.17 Tn   | 192.09 Tn   |
| <b>Vn =</b>                      | 275.60 Tn   | 275.45 Tn   | 275.29 Tn   |
| <b>Vr =</b>                      | 248.04 Tn   | 247.90 Tn   | 247.76 Tn   |
| <b>DC =</b>                      | 0.86        | 0.86        | 0.86        |
| <b>Verificación</b>              | OK!         | OK!         | OK!         |

Fuente: Elaboración propia

### Distribución final del refuerzo transversal por corte

El refuerzo transversal a lo largo de toda la columna será de diámetro 5/8" y tendrá una separación de 5 cm.

| Posición inicial | Posición final | Diámetro (pulg) | Separación (cm) |
|------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 0                | 1.30 m         | Ø5/8"           | 5.00 cm         |
| 1.30 m           | 4.42 m         | Ø5/8"           | 5.00 cm         |
| 4.42 m           | 5.72 m         | Ø5/8"           | 5.00 cm         |

#### Plano respecto al pórtico

Las fuerzas son calculadas en el plano Y-Z, tomando las columnas y la viga travesano como un marco completo, para ello se obtienen las fuerzas de acuerdo a lo especificado en fuerzas de rotulación inelástica para el caso de pilares con dos o más columnas.

#### **Paso 1**

Se determina la sobrerresistencia al momento resistente de las columnas tomando la combinación de Evento Extremo I, donde la sollicitación por sismo se toma como cero.

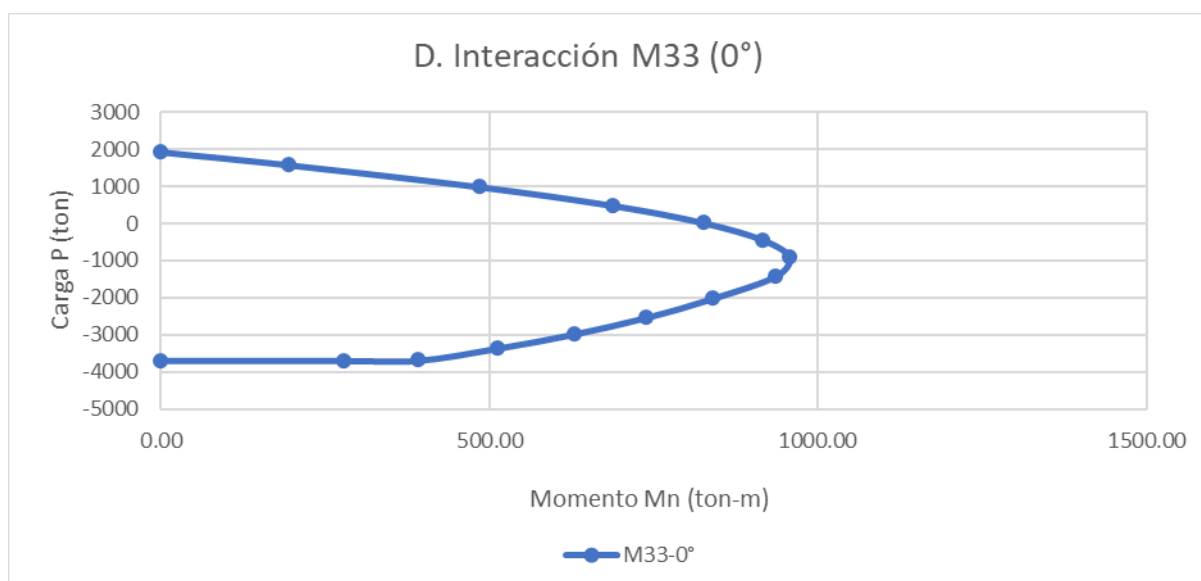
#### **Paso 2**

Los momentos resistentes de las columnas se obtienen del diagrama de interacción en la dirección (M33) para las fuerzas axiales desarrolladas a lo largo de la columna. Luego se obtienen las fuerzas de corte por capacidad.

**Tabla 100. Fuerzas y momentos en la dirección 3- 3**

| M33       |          |           |          |
|-----------|----------|-----------|----------|
| 0°        |          | 180°      |          |
| Pn        | Mn       | Pn        | Mn       |
| -3701     | 0        | -3701     | 0        |
| -3701     | 279.1166 | -3701     | -279.117 |
| -3697     | 391.3968 | -3697     | -391.397 |
| -3369     | 512.7532 | -3369     | -512.753 |
| -2986     | 630.2483 | -2986     | -630.248 |
| -2539     | 739.9758 | -2539     | -739.976 |
| -2031     | 840.467  | -2031     | -840.467 |
| -1430     | 936.9841 | -1430     | -936.984 |
| -926.5252 | 957.7891 | -926.5252 | -957.789 |
| -460.2785 | 917.6649 | -460.2785 | -917.665 |
| 1.2638    | 827.4243 | 1.2638    | -827.424 |
| 466.9189  | 688.9174 | 466.9189  | -688.917 |
| 971.8651  | 485.136  | 971.8651  | -485.136 |
| 1558.057  | 196.1046 | 1558.057  | -196.105 |
| 1909.6778 | 0        | 1909.6778 | 0        |

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 101. Diagrama de interacción de la columna en el sentido transversal**

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 102. Momentos por sobrerresistencia y fuerza de corte en columnas 351 y 353**

| Columna 351 y 353 |         |            |             |         |        |           |        |
|-------------------|---------|------------|-------------|---------|--------|-----------|--------|
| Frame             | Station | OutputCase | CaseType    | P       | Mn     | $\phi Mn$ | Vcap   |
| 351               | 0       | EE I (NR)  | Combination | -264.04 | 879.30 | 1143.09   | 218.98 |
| 351               | 2.61    | EE I (NR)  | Combination | -253.72 | 877.28 | 1140.46   | 218.48 |
| 351               | 5.22    | EE I (NR)  | Combination | -243.39 | 875.26 | 1137.84   | 217.98 |

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 103. Momentos por sobrerresistencia y fuerza de corte en columna 352**

| Columna 352 |         |            |             |         |        |           |        |
|-------------|---------|------------|-------------|---------|--------|-----------|--------|
| Frame       | Station | OutputCase | CaseType    | P       | Mn     | $\phi Mn$ | Vcap   |
| 352         | 0       | EE I (NR)  | Combination | -124.72 | 852.06 | 1107.67   | 212.20 |
| 352         | 2.61    | EE I (NR)  | Combination | -114.39 | 850.04 | 1105.05   | 211.70 |
| 352         | 5.22    | EE I (NR)  | Combination | -104.07 | 848.02 | 1102.42   | 211.19 |

Fuente: Elaboración propia

La máxima fuerza de corte del pilar se tomará como la suma de las cortantes en la base de las columnas.

$$V_{\text{pilar}} = 650.16 \text{ Ton}$$

### Paso 3

Se determinan las fuerzas axiales debidas al momento de volteo, generado luego de aplicar la fuerza cortante en un punto donde de la superestructura donde se concentra su masa.

$$H = 7.418 \text{ m}$$

$$M_{\text{volteo-base}} = 650.16 \text{ Ton} (7.418\text{m}) = 4822.9 \text{ Tn-m}$$

El momento se equilibra con las fuerzas axiales.

### Incrementos axiales

$$\Delta P_i = \frac{M_v x_i}{\sum x^2} \quad (4.5.7.2 - 1 \text{ Tesis})$$

Donde:

$\Delta P_i$  = incremento axial en columna

$M_v$  = momento de volteo

$x_i$  = distancia de la columna al centro del pilar

$\sum x^2$  = sumatoria de distancias al cuadrado

**Tabla 104. Esfuerzos axiales generados por el volteo en la evaluación de columnas**

| Columna      | $x_i$   | $M_v$        | $\Delta P_i$ | axiales originales | axiales con volteo |
|--------------|---------|--------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 351          | -2.40 m | 4822.90 Tn-m | -1004.77 Tn  | -264.04 Tn         | -1268.81 Tn        |
| 352          | 0.00 m  | 4822.90 Tn-m | 0.00 Tn      | -124.72 Tn         | -124.72 Tn         |
| 353          | 2.40 m  | 4822.90 Tn-m | 1004.77 Tn   | -264.04 Tn         | 740.73 Tn          |
| $\sum x^2 =$ | 11.52 m |              |              |                    |                    |

Fuente: Elaboración propia

#### Paso 4

Con las fuerzas axiales de las columnas se determina la sobrerresistencia al momento y se determinaran las fuerzas por corte en las columnas y la máxima fuerza por corte en el pilar hasta que esté dentro del 10% del valor determinado en el paso 2.

**Tabla 105. Fuerzas recalculadas por las fuerzas axiales con volteo**

| Columna | Station | P        | Mn     | $\phi Mn$ | Vcap   |
|---------|---------|----------|--------|-----------|--------|
| 351     | 0       | -1268.81 | 943.64 | 1226.74   | 235.01 |
| 352     | 0       | -124.72  | 852.06 | 1107.67   | 212.20 |
| 353     | 0       | 740.73   | 578.42 | 751.94    | 144.05 |

Fuente: Elaboración propia

$V_{\text{pilar}} = 591.26 \text{ Ton}$

La fuerza de corte máxima del pilar deberá encontrarse en el rango del 10% del valor determinado anteriormente.

$V_{\text{pilar anterior}} = 650.16 \text{ Ton}$

$\Delta = 650.16 - 591.26 = 58.91 \text{ Ton}$

$\% = 0.091 < 0.10 \text{ OK, termina iteración}$

La fuerza de corte final del pilar resultó 591.26 Tn, valor que difiere en 9.1% respecto al obtenido inicialmente (650.16 Tn), por lo que se considera convergente. En consecuencia, se adopta como fuerza de diseño del pilar 650.16 Tn.

Resistencia del concreto al corte,  $V_c$ :

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

$$b_v = 130 \text{ cm}$$

$$d_v = 91.45 \text{ cm}$$

$$\beta = 2$$

$$\Theta = 45^\circ$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 105.43 \text{ Ton}$$

Resistencia del acero al corte,  $V_s$ :

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \text{sena}\alpha}{s}$$

$$A_v = 1.98 \text{ cm (se propone acero de } \varnothing 5/8" @ 5.0 \text{ cm)}$$

$$s = 5 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 152.09 \text{ Ton}$$

Resistencia nominal al corte,  $V_n$ :

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 257.52 \text{ Ton}$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

$$V_n = 832.15 \text{ Ton}$$

Cortante resistente total:

$$V_r = \phi V_n \rightarrow 0.9(257.52 \text{ Ton}) = 231.77 \text{ Ton} > 218.98 \text{ Ton OK!}$$

En el plano del pórtico con una armadura transversal de Ø5/8" @ 5.0 cm para cada columna se obtuvo una resistencia de diseño 231.77 Tn, mayor valor que la demanda encontrada por el esfuerzo de corte calculado en el paso 2, por lo que la sección cumple los requisitos de resistencia.

#### **n) Diseño por torsión**

Se investigará lo efectos torsionales cuando el momento torsor factorado supere el 25% del momento de fisuración por torsión.

$$T_u > 0.25\phi T_{cr}$$

Siendo:

$$T_{cr} = 0.125\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.125\sqrt{f'_c}}}$$

Donde:

$T_u = 21.14$  Tn-m (momento torsor factorado de la combinación Evento Extremo I no reducido en la base del pilar)

$$f'_c = 4 \text{ ksi}$$

$$A_{cp} = 2057.35 \text{ in}^2$$

$$p_c = 160.79 \text{ in}$$

$$f_{pc} = 0$$

$$\phi = 0.9$$

*Momento de fisuración por torsión*

$$T_{cr} = 0.125\sqrt{4 \text{ ksi}} \frac{2057.35 \text{ in}^2}{160.79 \text{ in}} \sqrt{1 + \frac{0}{0.125\sqrt{4 \text{ ksi}}}} = 6567 \text{ kip} - \text{in}$$

$$T_{cr} = 75.65 \text{ Ton-m}$$

*Verificación de efectos torsionales*

$$21.14 \text{ Ton-m} > 0.25 \cdot 0.9 \cdot 75.65 \text{ Ton-m} = 17.02 \text{ Ton-m} \text{ Cumple}$$

Por lo tanto, se adiciona armadura requerida por torsión, según lo especificado en la parte 2.2.11.13 de la presente tesis.

#### *Resistencia a la torsión*

La capacidad nominal a la torsión con refuerzo de Ø3/4" y una separación de 5 cm se tomará como:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot \theta}{s}$$

$$A_o = \pi \times D_o^2 / 4 = \pi \times 118.41 \text{ cm}^2 / 4 = 10952.57 \text{ cm}^2$$

$$D_o = 1.30 \times 100 - 2 \times 5 - 1.59 = 118.09 \text{ cm}$$

$$A_t = 2.85 \text{ cm}$$

$$s = 5 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta = 37.36^\circ \rightarrow \cot \theta = 1.31$$

$$T_n = 687.01 \text{ Tn-m}$$

La capacidad resistente a la torsión ( $T_r$ ) con factor 0.9 está definido como:

$$T_r = \phi T_n = 0.9 \times 687.01 \text{ Tn-m} = 618.31 \text{ Tn-m}$$

El refuerzo longitudinal y transversal colicitado por torsión deberá satisfacer:

$$T_u \leq \phi T_n = 21.14 \text{ Tn-m} \leq 618.31 \text{ Tn-m} \text{ OK!}$$

#### *Armadura requerida por corte y torsión*

Se verifica con la cuantía por unidad de longitud.

$$\left(\frac{A}{s}\right)_{\text{final}} \geq \left(\frac{A}{s}\right)_{\text{corte}} + \left(\frac{A}{s}\right)_{\text{torsión}} \quad (4.5.7.2 - 2 \text{ Tesis})$$

$$\left(\frac{A}{s}\right)_{\text{corte}} = \frac{1.98 \text{ cm}^2}{5 \text{ cm}} = 0.396 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\left(\frac{A}{s}\right)_{\text{torsión}} = \frac{21.14(10^5 \text{ kg-cm})}{2 \times 0.9 \times 10952.57 \text{ cm}^2 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1.31} = 0.0195 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\left(\frac{A}{S}\right)_{final} = 0.396 + 0.0195 = 0.4155 \frac{cm^2}{cm}$$

Con refuerzo transversal de Ø3/4" se tiene un espaciamiento de:

$$S = 2.85 \text{ cm}^2 / 0.4155 \text{ cm}^2/\text{cm} = 6.9 \text{ cm} \rightarrow \text{Ø}3/4" @ 5 \text{ cm (propuesta óptima)}$$

De acuerdo con las solicitaciones por corte y torsión, se tiene una cuantía de 0.4155 cm<sup>2</sup>/cm (columnas exteriores) y con la propuesta de diámetro Ø3/4" @ 5 cm en dirección paralela al refuerzo longitudinal cumple para dichas solicitaciones.

Para la columna 352 el momento torsor factorado es menor, por lo que no es necesario realizar la investigación de efectos torsionales.

#### *Distribución final del refuerzo transversal por torsión*

El refuerzo en el sentido transversal a lo largo de toda la columna será de diámetro 3/4" y tendrá una separación de 5 cm.

**Tabla 106. Distribución de la armadura transversal en la columna 351 y 353 por torsión**

| Posición inicial | Posición final | Diámetro (pulg) | Separación (cm) |
|------------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 0                | 0.00 m         | Ø3/4"           | 5.00 cm         |
| 1.30 m           | 4.42 m         | Ø3/4"           | 5.00 cm         |
| 4.42 m           | 5.72 m         | Ø3/4"           | 5.00 cm         |

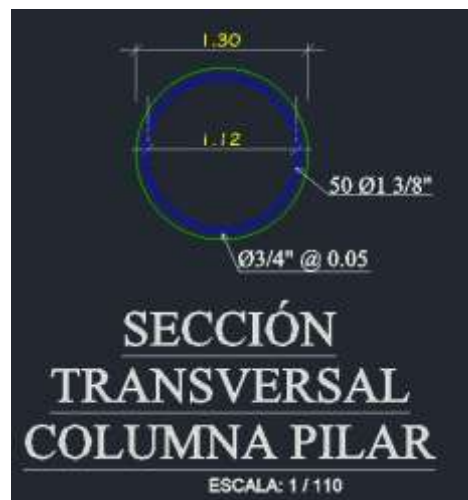
Fuente. Elaboración propia

Se diseñó la armadura transversal en ambos planos (Plano XZ = dirección débil y Plano YZ = dirección fuerte), del cual se obtuvo una distribución de 5/8" @ 5.0 cm para ambos planos del pilar. Adicionalmente, se evaluaron los efectos torsionales actuantes sobre las columnas, determinándose que la demanda por torsión requiere una disposición de: Ø 3/4" @ 5.0 cm.

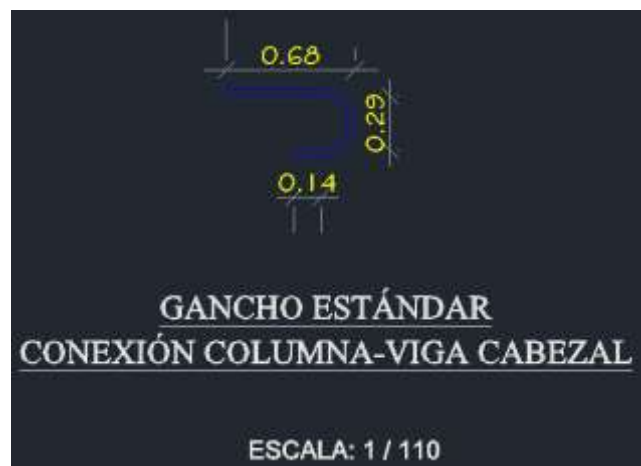
Dado que el diseño definitivo de la armadura transversal debe satisfacer simultáneamente las solicitaciones por cortante, confinamiento sísmico y torsión en ambas direcciones principales, se adopta como diseño final la disposición más exigente.

En consecuencia, se especifica como armadura transversal definitiva: Estribos  $\emptyset$  3/4" @ 5.0 cm.

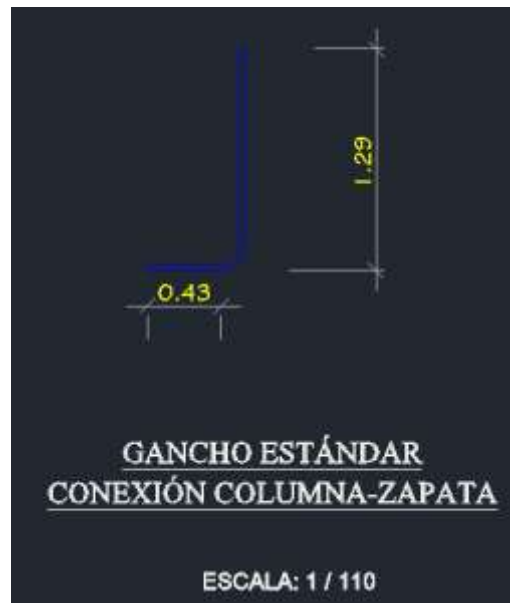
**Figura 119.** *Sección transversal de diseño de columna del pilar*



**Figura 120.** *Gancho estándar de la conexión columna – viga cabezal*



**Figura 121. Gancho en conexión columna – zapata**



#### **4.5.7.3. Diseño de cimentación para pilar**

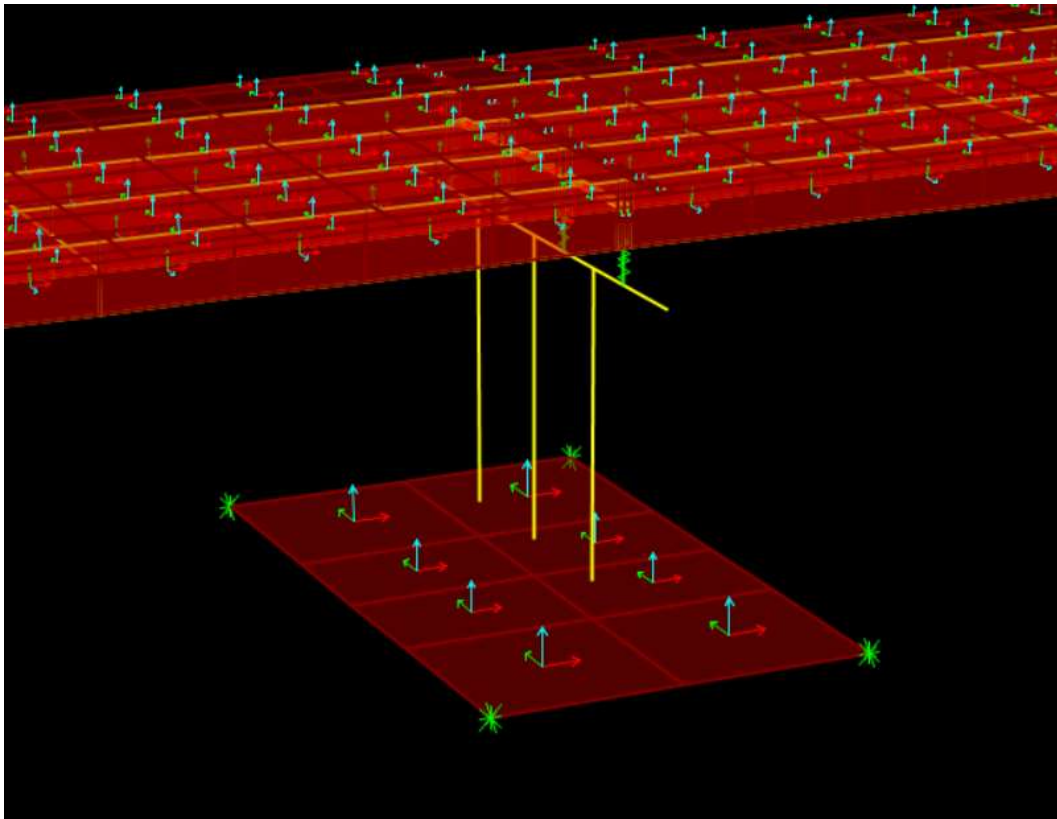
##### **4.5.7.3.1. Análisis estructural**

###### **a) Modelo estructural de la cimentación**

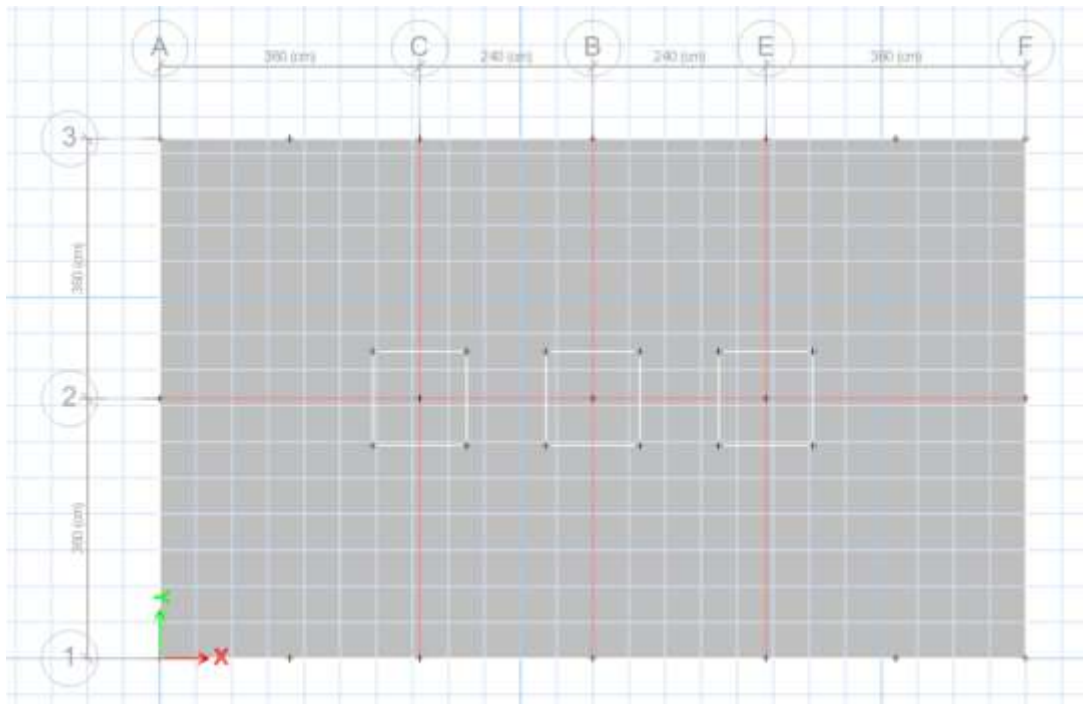
Para el diseño de la cimentación del pilar, se tomó en cuenta el modelo de Winkler o método del coeficiente de balasto. Este coeficiente es  $K = 6560 \text{ tn/m}^3$  y la capacidad admisible de  $3.28 \text{ kg/cm}^2$ , es obtenido del estudio de mecánica de suelos. El modelado y análisis de la zapata se realizó en el software Safe versión 2022, en el cual se ingresaron los valores de las propiedades mecánicas del suelo, características y secciones de la zapata.

- ✓ L = Longitud de la zapata: 12.00 m
- ✓ B = Ancho de la zapata: 7.20 m
- ✓ H = Altura de la zapata: 1.40 m
- ✓ K coeficiente de balasto:  $6560 \text{ tn/m}^3$

**Figura 122. Modelación de la cimentación del Pilar tipo Shell en CSI BRIDGE**



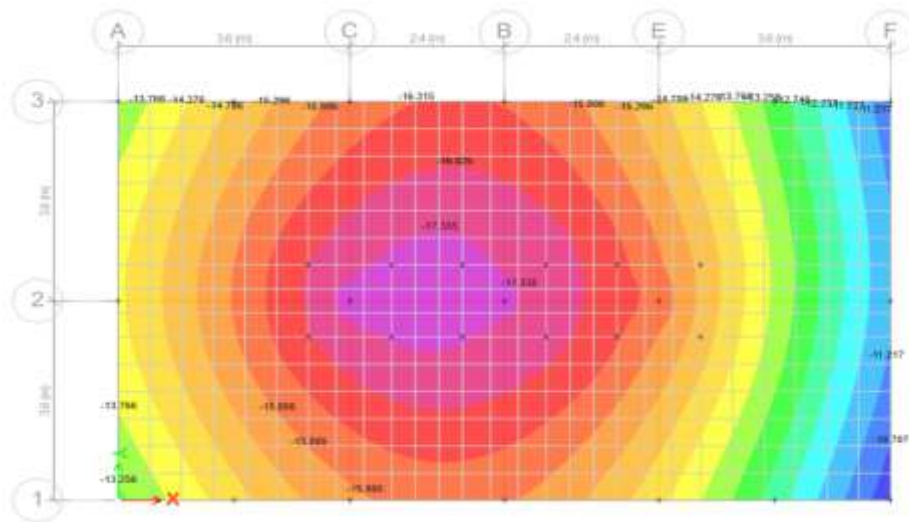
**Figura 123. Modelación de la cimentación del Pilar en Safe**



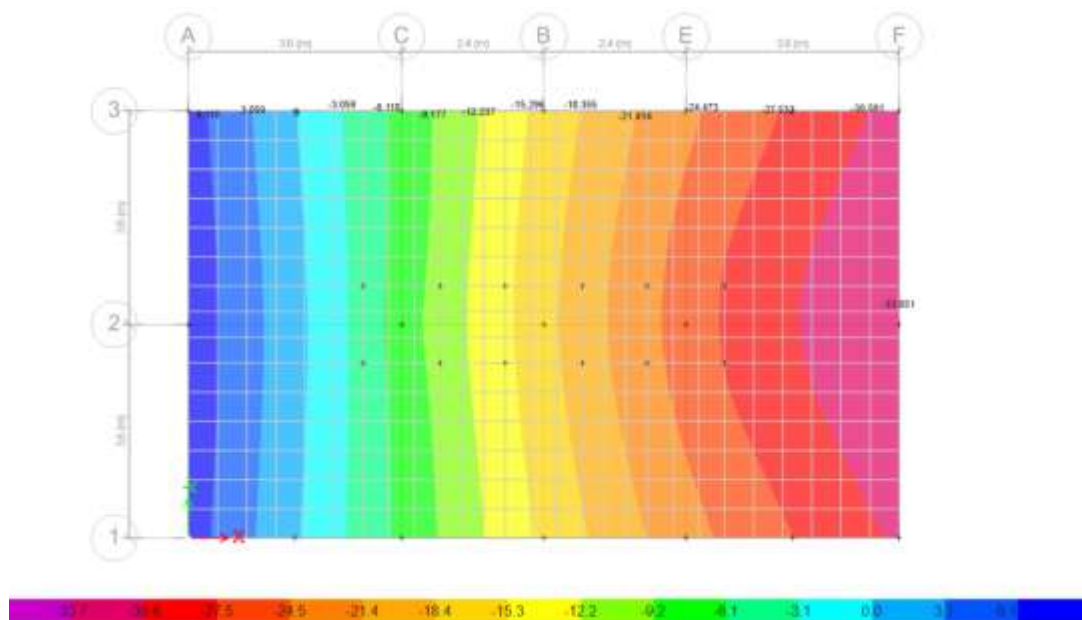
b) Resultados del análisis

Se verificó las presiones del suelo bajo los 3 estados de carga: estado de servicio, acción sísmica en dirección “x” y acción sísmica en dirección “y”. Por consiguiente, se presentan los resultados obtenidos en el software

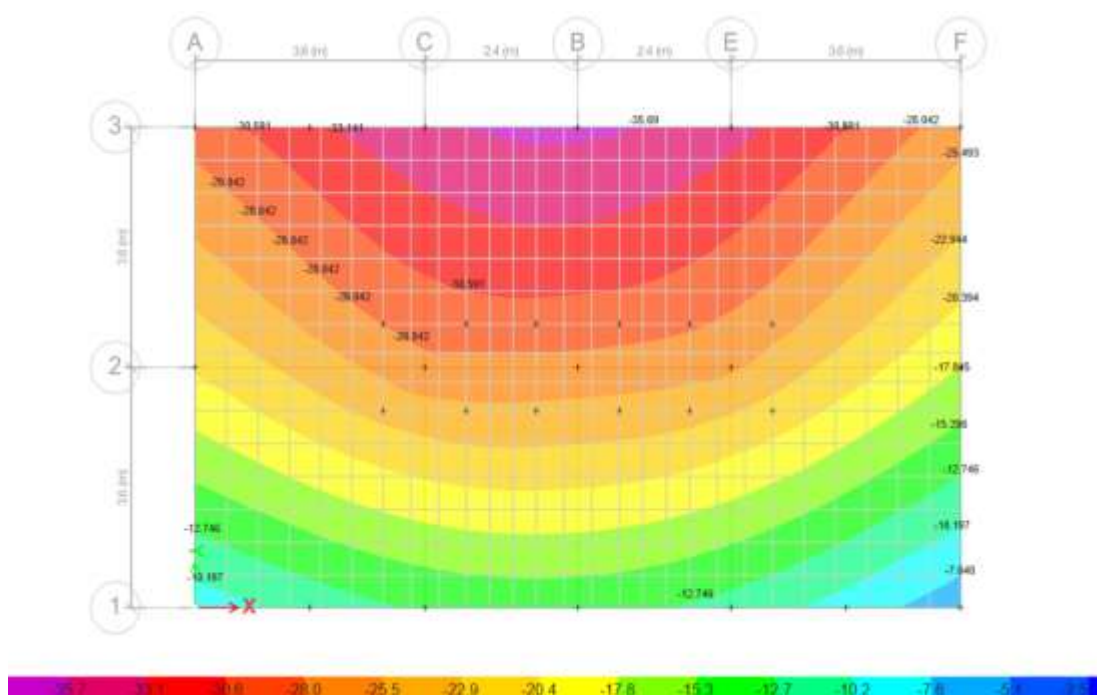
**Figura 124. Diagrama de presiones del suelo en condición de servicio**



**Figura 125. Diagrama de presiones del suelo por condición de Sismo X**



**Figura 126. Diagrama de presione del suelo por condición de Sismo Y**



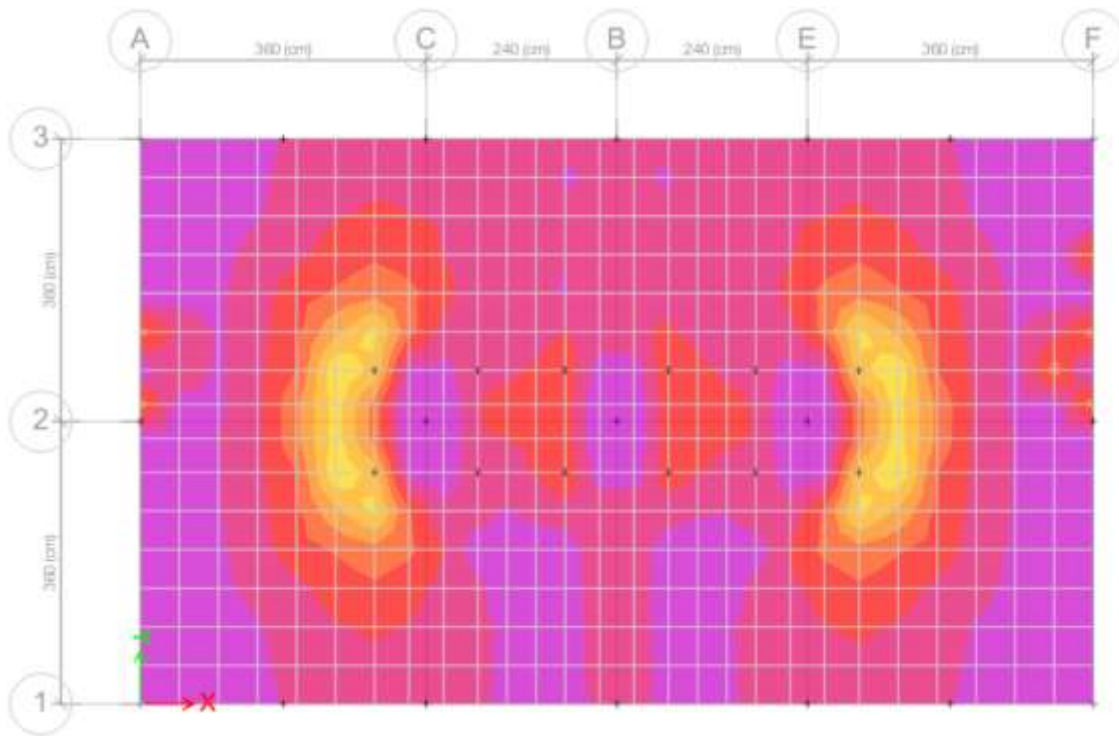
De acuerdo con las presiones obtenidas, actuando en la zapata se observa que no excede la capacidad admisible y con ello se valida que cumple para la condición de servicio. Así mismo, por condición de sismo X y Y, no excede con la capacidad admisible amplificada en un 30%.

Para el diseño del acero procederemos a realizar en el programa SAFE, dando como resultado, el acero requerido uniforme por área por longitud para cada dirección y el cálculo del acero provisto.

| Localización               | Und                 | Ac.requ | Ac.provisto                   | Espaciamiento |
|----------------------------|---------------------|---------|-------------------------------|---------------|
| Dirección X Acero superior | cm <sup>2</sup> /cm | 0.4071  | 1 3/8" (9.58cm <sup>2</sup> ) | @ 20 cm       |
| Dirección X Acero inferior | cm <sup>2</sup> /cm | 0.8353  | 1 3/8" (9.58cm <sup>2</sup> ) | @ 10 cm       |
| Dirección Y Acero superior | cm <sup>2</sup> /cm | 0.3481  | 1 3/8" (9.58cm <sup>2</sup> ) | @ 25 cm       |
| Dirección Y Acero inferior | cm <sup>2</sup> /cm | 0.6926  | 1 3/8" (9.58cm <sup>2</sup> ) | @ 12.5 cm     |

Así mismo, se observa que cerca de las columnas del pilar se tiene mayor concentración de esfuerzos, por lo que, se requiere de mayor acero de confinamiento.

**Figura 127. Diagrama de intensidad de acero requerido para la dirección 1 – superior**



Según especificado en el Art. 5.10.6 del manual AASHTO LRFD, menciona que se debe proporcionar acero de temperatura en las caras laterales expuestas del concreto. A continuación, se expone las siguientes formulas:

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18 b * h}{2(b + h)} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18 1200 * 140}{2(1200 + 140)} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 11.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Además } 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 11.28 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s \text{ temp}} = 11.28 \text{ cm}^2/\text{m}$  en cada cara, colocando varillas de 3/ 4"  $A_s = 2.85 \text{ cm}^2$

Usaremos por cara: 5 Ø 3/4 @ 25cm

#### **4.5.8. Diseño de estribos**

##### **4.5.8.1. Cálculo de la fuerza de frenado (Vehículo HL-93)**

Peso del vehículo = 32.67 Tn

Peso del camión tipo tándem = 22.68 Tn

Carga del carril = 0.952 Tn/m

La fuerza por acción del frenado para dos carriles, donde se prevea a futuro que el tránsito estará en una misma dirección.

El coeficiente asumido que considerará la presencia múltiple será  $m = 1.00$ , tenemos lo siguiente:

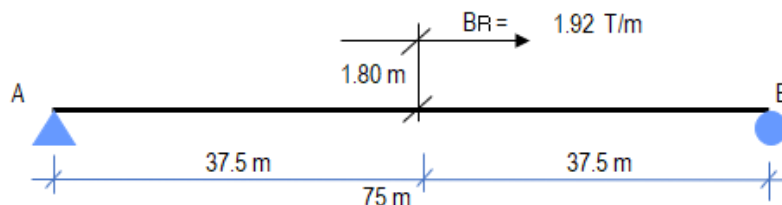
$$Br1 = 0.25 \times 32.67T \times 2 \text{ vías} \times 1.00 = 16.335 \text{ Tn}$$

$$Br2 = 0.25 \times 22.68T \times 2 \text{ vías} \times 1.00 = 11.34 \text{ Tn}$$

$$Br3 = 0.05 \times (32.67 \text{ T} + (75.00) \times 0.952 \text{ T/m}) \times 2 \text{ vías} \times 1.00 = 10.407 \text{ Tn}$$

$$Br4 = 0.05 \times (22.68 \text{ T} + (75.00) \times 0.952 \text{ T/m}) \times 2 \text{ vías} \times 1.00 = 9.41 \text{ Tn}$$

Se toma el mayor valor, entonces la fuerza por acción del frenado  $F_{br} = 16.34 \text{ Tn}$  ; aplicado a 1.80 m por encima de la superficie que corresponde a la calzada. Ancho del estribo = 8.50 m



#### 4.5.8.2. Predimensionamiento

Se escogió el diseño de un estribo en voladizo (concreto armado), por lo económico que es su construcción y de acuerdo con el estudio de mecánica de suelos en el lugar del proyecto (Sorronto), contiene la siguiente información sobre las características de comportamiento mecánico correspondiente al suelo.

Resistencia admisible ( $\sigma_{adm}$ ) = 3.28 kg/cm<sup>2</sup> (Margen izquierdo)

Altura de relleno = 9.248 m

Angulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 38.2°

$$F_s = 3$$

$$\text{Peso unitario } (\gamma_t) = 1970 \text{ kg/m}^3$$

Se considera para el diseño una altura del estribo  $H = 9.2 \text{ m}$

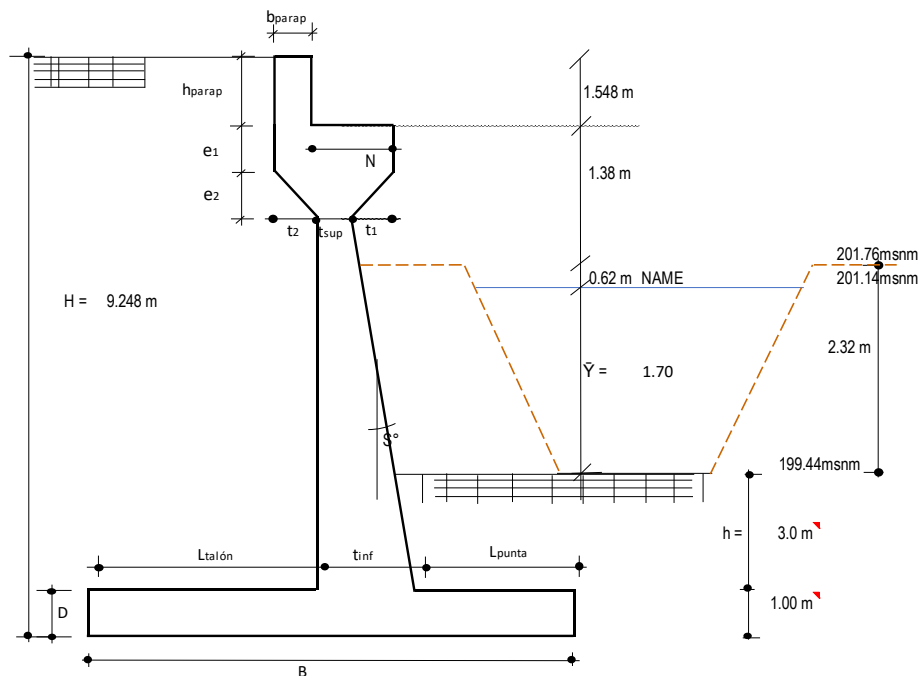
### Análisis sísmico

PGA = 0.435 (Fig. 7A1 mapa de isoaceleraciones (Perú))

$F_{pga} = 1.07$  (Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO)

Consideraciones para el predimensionamiento:

**Figura 128. Estribo en voladizo a diseñar**



Fuente: Elaboración propia

Para el análisis inicial se adopta una sección preliminar del estribo según:

$B = \text{ancho del cimiento. } 1/2H - 2/3H = 4.62 - 6.17 \rightarrow \text{Se adopta } B = 5.00 \text{ m}$

$D = \text{altura de cimentación. } 0.1H = 0.1 \cdot 9.248 = 0.92 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } D = 1.00 \text{ m}$

$L_{\text{punta}} = \text{Longitud igual a } B/3 \text{ en la punta.}$

$t_{\text{sup}} = \text{grosor medio de pantalla.}$

$t_{\text{inf}} = \text{grosor mayor de pantalla.}$

$N_{\text{min}} = \text{longitud mínima de cajuela}$

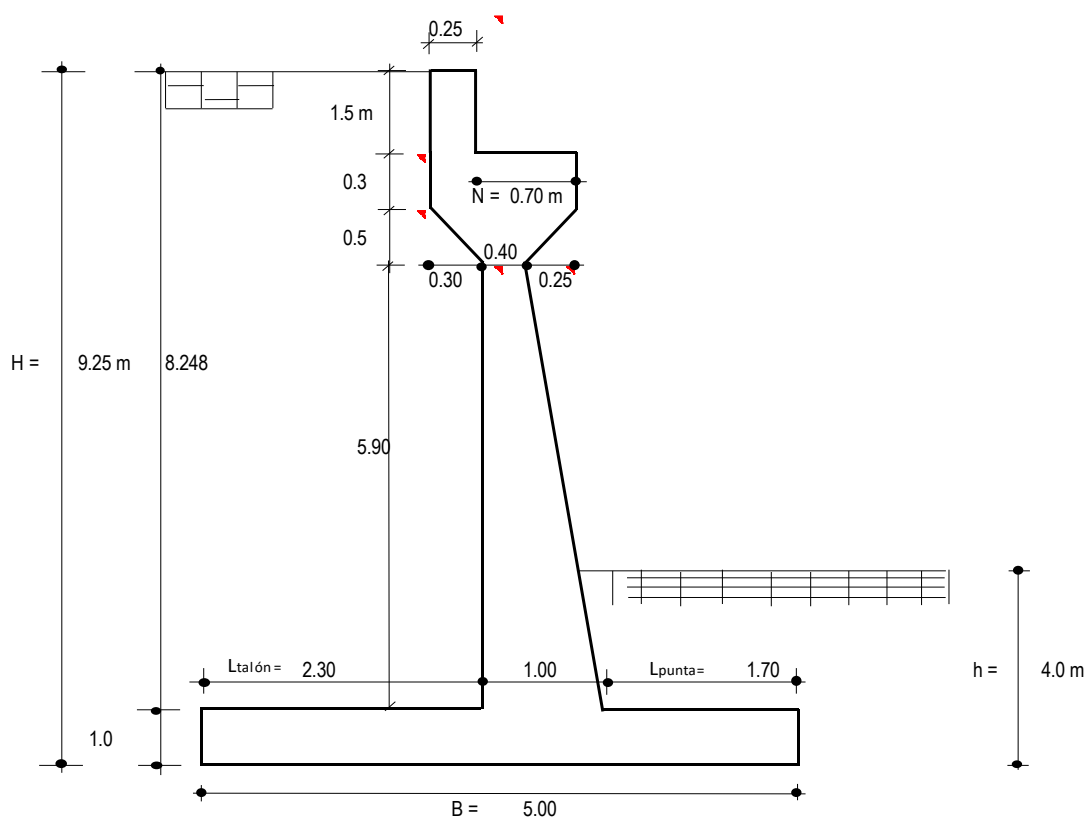
$$N_{min} = (200 + 0.0017(37500) + 0.0067(5850)) (1 + 0.00013(7.52^\circ)^2)$$

$$N_{min} = 305.084 \text{ mm}$$

$$N_{min} = 0.31\text{m} < N = 0.70 \text{ (adoptado)}$$

A continuación: las medidas adoptadas del predimensionamiento

**Figura 129. Dimensiones propuestas para el cálculo del estribo**





$$y_A = \frac{59.83}{24.335 \text{ Ton/m}} = y_A = 2.46m.$$

Peso propio superestructura

$$P_{DC} = 13.63 \text{ tn/m}.$$

$$x_A = 2.40m.$$

#### Cargas DW

El Peso de la carpeta asfáltica en la superestructura

$$P_{Dw} = 1.42 \text{ tn/m}.$$

$$x_A = 2.40m.$$

Peso del terreno, EV

| Elemento | Volumen (m <sup>3</sup> ) | EV (Ton/m) | X <sub>A</sub> (m) | Y <sub>A</sub> (m) | X <sub>A</sub> ·EV (Ton-m/m) | Y <sub>A</sub> ·EV (Ton-m/m) |
|----------|---------------------------|------------|--------------------|--------------------|------------------------------|------------------------------|
| 8        | 16.496                    | 32.497     | 4                  | 5.12               | 129.988                      | 166.515                      |
| 9        | 0.075                     | 0.148      | 2.9                | 7.067              | 0.428                        | 1.044                        |
| 10       | 1.77                      | 3.487      | 2.85               | 3.95               | 9.938                        | 13.773                       |
| 11       | 0.641                     | 1.262      | 1.842              | 3.000              | 2.325                        | 3.786                        |
| 12       | 5.100                     | 10.047     | 0.850              | 2.500              | 8.540                        | 25.118                       |
| Σ=       |                           | 47.441     |                    |                    | 151.220                      | 210.237                      |

Peso total del terreno E.V= 47.441 tn/m

$$x_A = \frac{151.220}{47.441 \text{ Ton/m}} = x_A = 3.19m.$$

$$y_A = \frac{210.237}{47.441 \text{ Ton/m}} = y_A = 4.43m.$$

#### Cargas del tipo LL+IM

Carga viva considerando el factor de impacto en la superestructura

$$P_{LL+IM} = 16.93 \text{ tn/m}.$$

$$x_A = 2.40m.$$

#### Cargas evaluando la sobrecarga del terreno, LS

De acuerdo con la siguiente tabla se tiene una altura equivalente del suelo por sobrecarga.

Por acción de las cargas vehiculares actuando sobre el terreno se adiciona una porción equivalente de suelo. En este caso para H= 9.248 m, h'=0.60

**Table 3.11.6.4.1-1—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Abutments Perpendicular to Traffic**

| Abutment Height (ft) | $h_{eq}$ (ft) |
|----------------------|---------------|
| 5.0                  | 4.0           |
| 10.0                 | 3.0           |
| $\geq 20.0$          | 2.0           |

Considerando una altura equivalente para el terreno que se extiende en 2.00m del talón correspondiente al estribo es:

$$LS_y = (2.00 \text{ m}) \times 0.60 \times 1.970 \text{ Tn/m}^3 = 2.364 \text{ Tn/m}$$

$$x_A = 4.00 \text{ m}$$

| Resumen Cargas Verticales |       |           |           |              |
|---------------------------|-------|-----------|-----------|--------------|
| CARGA                     | TIPO  | V (Ton/m) | $X_A$ (m) | MV (Ton-m/m) |
| DC                        | DC    | 24.33     | 2.45 m    | 59.51        |
| $P_{DC}$                  | DC    | 13.63     | 2.40 m    | 32.70        |
| $P_{DW}$                  | DW    | 1.42      | 2.40 m    | 3.40         |
| EV                        | EV    | 47.44     | 3.19 m    | 151.22       |
| $P_{LL+IM}$               | LL+IM | 16.93     | 2.40 m    | 40.64        |
| $LS_y$                    | LS    | 2.36      | 4.00 m    | 9.46         |
| $\Sigma =$                |       | 106.12    |           | 296.93       |

B. Cargas en dirección horizontal (frangas analizadas en un metro de longitud con respecto al estribo)

Cálculo para determinar el factor activo de empuje ( $k_a$ )



$\Phi_f$  = ángulo interno evaluando la fricción =  $38.2^\circ$

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el muro =  $0^\circ$

$\beta$  = ángulo del material del suelo con la horizontal =  $0^\circ$

Para  $\delta = \beta = 0$  y  $\theta = 90^\circ$ , las fórmulas AASHTO (3.11.5.3-1) y (3.11.5.3-2) se convierten en:

Teoría de Rankine

$$k_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2}\right)^2$$

$$k_a = 0.2358$$

Cargas actuantes

Cargas LS (Sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$P^n = k_a * h' * \gamma_t = 0.2258 * 0.60\text{m} * 1.97 \text{ T/m} = 0.28 \text{ T/m}^2$$

$$L_{sy} = H(P^n) = 9.2 \text{ m} * 0.28 \text{ T/m} = 2.58 \text{ T/m}$$

$$\gamma_A = 4.62 \text{ m}$$

Cargas por presión lateral del terreno, EH

Para una distancia de 9.20 metros con respecto al terreno:

$$p = k_a H \gamma_t = 0.2358 * 9.2\text{m} * 1.97 \text{ T/m}^3 = 4.30 \text{ T/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} H(p) = 0.5 * 9.2\text{m} * 4.30 \text{ T/m}^2 = 19.863 \text{ T/m}$$

Cargas evaluando el efecto por sismo definido por EQ

a) Efecto dado por la combinación  $P_{AE}$  y  $P_{IR}$

$\Phi$  = Ángulo interno debido a la fricción =  $38.2^\circ$

$\acute{\iota}$  = Ángulo formado entre la horizontal y el material compuesto del suelo =  $0^\circ$

$\delta$  = Ángulo que existe entre el muro y el suelo debido a la fricción =  $0^\circ$

$$k_{ho} = F_{PGA}(PGA) = 1.07 * 0.435 = 0.46 \text{ (Art. 11.6.5.2.1)}$$

$$k_h = \text{parámetro que evalúa la aceleración horizontal} = 0.5k_{ho} = 0.23 \text{ (C11.6.5.2.2)}$$

$\beta'$  = ángulo que evalúa la inclinación del muro respecto a la vertical =  $0^\circ$

$$k_v = \text{parámetro que evalúa la aceleración vertical} = 0 \text{ (C11.6.5.2.2)}$$

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\theta' = \arctan\left(\frac{0.23}{1-0}\right) = 13.04^\circ.$$

$$\text{Como } \varnothing = 38.2^\circ > i + \theta' = 0^\circ + 13.04^\circ = 13.04^\circ$$

Coeficiente considerando la acción sísmica a la presión del terreno:

$$K_{AE} = \frac{\cos(\varnothing - \theta' - \beta')^2}{\cos \theta (\cos \beta)^2 \cos(\delta + \beta' + \theta') \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varnothing + \varphi) \sin(\varnothing - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.3739$$

Entonces

$$P_{AE} = \frac{1}{2} k_{AE} \gamma_t H^2 = 0.5 * 0.3739 * 9.2^2 = 31.50 \text{ Tn/m (11.6.5.3-2)}$$

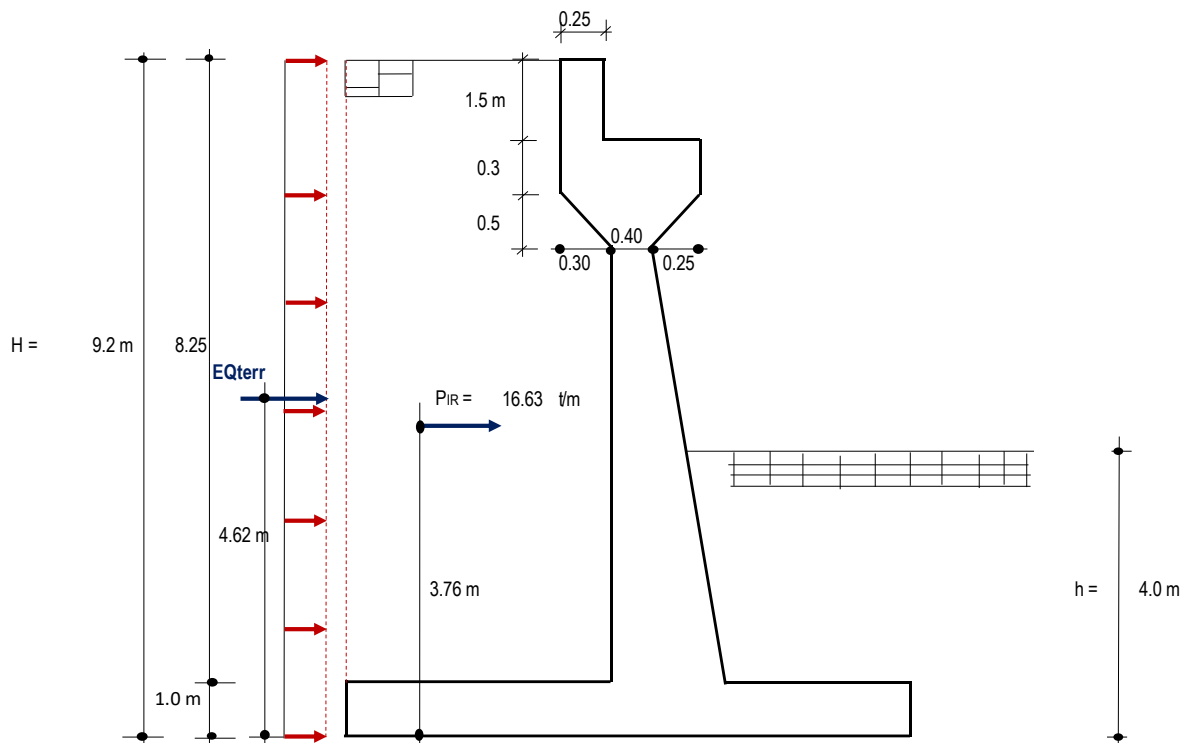
Acción sísmica del terreno ( $E_{Q\text{terreno}}$ )

$$E_{Q\text{terreno}} = P_{AE} - EH = 31.50 - 19.863 = 11.63 \text{ Tn/m}$$

$$\gamma_A = 4.62 \text{ m}$$

Fuerza inercial del estribo (PIR)

**Figura 131. Efecto de sismo del terreno y fuerza debido a la inercia que actúa sobre el estribo**



Como:

$W_w + W_s$  = peso del estribo y terreno tributario

$$W_w + W_s = 24.33 \text{ Ton/m} + 47.44 \text{ Tn/m} = 71.78 \text{ Tn/m}$$

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s) = 0.23 \cdot 71.78 \text{ Tn/m} = 16.63 \text{ Tn/m}$$

$\gamma_A$  = centro de gravedad con respecto al estribo y zona tributaria del terreno

$$\gamma_A = \frac{24.33 \text{ tn/m}(2.46\text{m}) + 47.44\text{tn/m}(4.43\text{m})}{71.78 \text{ tn/m}} = 3.76 \text{ m}$$

Efecto combinado de  $P_{AE}$  y  $P_{IR}$

De acuerdo con el Art.11.6.5.1, se utiliza el valor más conservador de los siguientes:

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} = 31.50 \text{ Tn /m} + 0.5(16.63 \text{ tn /m}) = 39.81 \text{ Tn/m}$$

$$(0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 19.86 \text{ Tn/m} + 16.63 \text{ Tn/m} = 36.49 \text{ Tn/m}$$

b) Cargas de la superestructura por acción del sismo ( $P_{EQ}$ )

El ítem 3.10.9.1 del (AASHTO, 2024) plantea lo siguiente:

Las longitudes mínimas de apoyo en los apoyos de expansión de puentes de varios tramos deberán cumplir con el Artículo 4.7.4.4 o con las unidades de soporte unitario (STU), y se deberán instalar amortiguadores.

### C3.10.9.1

Según (AASHTO, 2024) de acuerdo con lo establecido en los artículos 3.11.4 y 11.6.5 “señala que los estribos en puentes continuos de varios tramos, excluyendo aquellos de un solo tramo, además de los muros de contención, menciona que debido a la aceleración las presiones del suelo deben incrementarse”.

La fuerza de acción sísmica longitudinal de la sobreestructura se calcula considerando toda la masa del sistema y su distribución a apoyos según rigideces.

$$P_{EQ} = P_{DC+DW}(A_s) = 15.04 \text{ Tn/m} \times 0.46 = 6.97 \text{ Tn/m}$$

$$\gamma_A = 8.47 \text{ m.}$$

Siendo:

$$A_s = F_{pga}(PGA) = k_{ho}$$

$$A_s = 0.46$$

Carga BR (Frenado)

$$BR = 1.92 \text{ T/m}$$

$$\gamma_A = 11.05 \text{ m.}$$

| RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES |      |         |                    |                        |
|--------------------------------|------|---------|--------------------|------------------------|
| CARGA                          | TIPO | H (T/m) | Y <sub>A</sub> (m) | M <sub>H</sub> (T.m/m) |
| LSx                            | LS   | 2.58    | 4.62               | 11.92                  |
| EH                             | EH   | 19.86   | 3.08               | 61.23                  |
| EQ <sub>terr</sub>             | EQ   | 11.63   | 4.62               | 53.80                  |
| 0.5 P <sub>IR</sub>            | EQ   | 8.31    | 3.76               | 31.28                  |
| P <sub>EQ</sub>                | EQ   | 6.97    | 8.47               | 59.06                  |
| BR                             | BR   | 1.92    | 11.05              | 21.23                  |
| Σ =                            |      | 51.28   |                    | 238.51                 |

### A) ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGA

### FACTORES DE CARGA UTILIZADOS

| ESTADO LÍMITE  | $\gamma_{DC}$ | $\gamma_{DW}$ | $\gamma_{EV}$ | $\gamma_{LL+IM}$ | $\gamma_{LSy}$ | $\gamma_{LSx}$ | $\gamma_{EH}$ | $\gamma_{EQ}$ | $\gamma_{BR}$ | Aplicación                    |
|----------------|---------------|---------------|---------------|------------------|----------------|----------------|---------------|---------------|---------------|-------------------------------|
| Resistencia Ia | 0.90          | 0.65          | 1.00          | -                | -              | 1.75           | 1.50          | -             | 1.75          | Deslizamiento y vuelco        |
| Resistencia Ib | 1.25          | 1.50          | 1.35          | 1.75             | 1.75           | 1.75           | 1.50          | -             | 1.75          | Presiones                     |
| Ev. Extremo I  | 1.00          | 1.00          | 1.00          | 0.50             | 0.50           | 0.50           | 1.00          | 1.00          | 0.50          | Deslizam., vuelco y presiones |
| Servicio I     | 1.00          | 1.00          | 1.00          | 1.00             | 1.00           | 1.00           | 1.00          | -             | 1.00          | Apretamiento                  |

### ESTRIBO CON PUENTE

| CARGAS VERTICALES (Vu)   |       |                 |                 |       |                    |                 |            |
|--------------------------|-------|-----------------|-----------------|-------|--------------------|-----------------|------------|
| TIPO                     | DC    |                 | DW              | EV    | LL+IM              | LS              | $\Sigma =$ |
| CARGA                    | DC    | P <sub>DC</sub> | P <sub>DW</sub> | EV    | P <sub>LL+IM</sub> | LS <sub>y</sub> | Vu (T)     |
| V (T)                    | 24.33 | 13.63           | 1.42            | 47.44 | 16.93              | 2.36            | 106.12     |
| γ =<br>resistencia<br>Ia | 0.9   | 0.9             | 0.65            | 1     | 0                  | 0               | 82.53      |
|                          | 21.90 | 12.26           | 0.92            | 47.44 | 0                  | 0               |            |
| γ =<br>resistencia<br>Ib | 1.25  | 1.25            | 1.5             | 1.35  | 1.75               | 1.75            | 147.39     |
|                          | 30.42 | 17.03           | 2.12            | 64.05 | 29.63              | 4.14            |            |
| γ =<br>Evento extr.<br>I | 1     | 1               | 1               | 1     | 0.5                | 0.5             | 96.47      |
|                          | 24.33 | 13.63           | 1.42            | 47.44 | 8.47               | 1.18            |            |
| γ =<br>Servicio I        | 1     | 1               | 1               | 1     | 1                  | 1               | 106.12     |
|                          | 24.33 | 13.63           | 1.42            | 47.44 | 16.93              | 2.36            |            |

| MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (Mvu) |       |                 |                 |        |                    |                 |            |
|---------------------------------------------------|-------|-----------------|-----------------|--------|--------------------|-----------------|------------|
| TIPO                                              | DC    |                 | DW              | EV     | LL+IM              | LS              | $\Sigma =$ |
| CARGA                                             | DC    | P <sub>DC</sub> | P <sub>DW</sub> | EV     | P <sub>LL+IM</sub> | LS <sub>y</sub> | Mvu (T.m)  |
| Mv (T.m)                                          | 59.51 | 32.70           | 3.40            | 151.22 | 40.64              | 9.46            | 296.93     |
| γ =<br>resistencia<br>Ia                          | 0.9   | 0.9             | 0.65            | 1      | 0                  | 0               | 236.43     |
|                                                   | 53.56 | 29.43           | 2.21            | 151.22 | 0                  | 0               |            |
| γ =<br>resistencia<br>Ib                          | 1.25  | 1.25            | 1.5             | 1.35   | 1.75               | 1.75            | 412.19     |
|                                                   | 74.39 | 40.88           | 5.10            | 204.15 | 71.12              | 16.55           |            |
| γ =<br>Evento extr.<br>I                          | 1     | 1               | 1               | 1      | 0.5                | 0.5             | 271.89     |
|                                                   | 59.51 | 32.70           | 3.40            | 151.22 | 20.32              | 4.73            |            |
| γ =<br>Servicio I                                 | 1     | 1               | 1               | 1      | 1                  | 1               | 296.93     |
|                                                   | 59.51 | 32.70           | 3.40            | 151.22 | 40.64              | 9.46            |            |

| CARGAS HORIZONTALES (Hu) |      |       |                    |                    |                 |        |        |
|--------------------------|------|-------|--------------------|--------------------|-----------------|--------|--------|
| TIPO                     | LS   | EH    | EQ                 |                    |                 | BR     | Σ =    |
| CARGA                    | LSx  | EH    | EQ <sub>terr</sub> | 0.5P <sub>IR</sub> | P <sub>EQ</sub> | BR     | Hu (T) |
| H (T)                    | 2.58 | 19.86 | 11.63              | 8.31               | 6.97            | 1.92   | 51.28  |
| γ =<br>resistencia<br>Ia | 1.75 | 1.5   | 0                  | 0                  | 0               | 1.75   | 37.67  |
|                          | 4.51 | 29.79 | 0                  | 0                  | 0               | 3.3631 |        |
| γ =<br>resistencia<br>Ib | 1.75 | 1.5   | 0                  | 0                  | 0               | 1.75   | 37.67  |
|                          | 4.51 | 29.79 | 0                  | 0                  | 0               | 3.36   |        |
| γ =<br>Evento extr.<br>I | 0.5  | 1     | 1                  | 1                  | 1               | 0.5    | 49.03  |
|                          | 1.29 | 19.86 | 11.63              | 8.31               | 6.97            | 0.96   |        |
| γ =<br>Servicio I        | 1    | 1     | 0                  | 0                  | 0               | 1      | 24.36  |
|                          | 2.58 | 19.86 | 0                  | 0                  | 0               | 1.92   |        |

| MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES (M <sub>Hu</sub> ) |       |       |                    |                    |                 |        |                       |
|--------------------------------------------------------------|-------|-------|--------------------|--------------------|-----------------|--------|-----------------------|
| TIPO                                                         | LS    | EH    | EQ                 |                    |                 | BR     | Σ =                   |
| CARGA                                                        | LSx   | EH    | EQ <sub>terr</sub> | 0.5P <sub>IR</sub> | P <sub>EQ</sub> | BR     | M <sub>Hu</sub> (T.m) |
| M <sub>H</sub> (T)                                           | 11.92 | 61.23 | 53.80              | 31.28              | 59.06           | 21.23  | 238.51                |
| γ =<br>resistencia<br>Ia                                     | 1.75  | 1.5   | 0                  | 0                  | 0               | 1.75   | 149.86                |
|                                                              | 20.86 | 91.85 | 0                  | 0                  | 0               | 37.155 |                       |
| γ =<br>resistencia<br>Ib                                     | 1.75  | 1.5   | 0                  | 0                  | 0               | 1.75   | 149.86                |
|                                                              | 20.86 | 91.85 | 0                  | 0                  | 0               | 37.16  |                       |
| γ =<br>Evento extr.<br>I                                     | 0.5   | 1     | 1                  | 1                  | 1               | 0.5    | 221.94                |
|                                                              | 5.96  | 61.23 | 53.80              | 31.28              | 59.06           | 10.62  |                       |
| γ =<br>Servicio I                                            | 1     | 1     | 0                  | 0                  | 0               | 1      | 94.38                 |
|                                                              | 11.92 | 61.23 | 0                  | 0                  | 0               | 21.23  |                       |

## B) VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS Y ESTABILIDAD

### a) Chequeo del vuelco respecto del punto “A”

Cálculo de excentricidad máxima (e<sub>máx</sub>):

\* Estado límite de Resistencia

La resultante debe encontrarse en los dos tercios centrales con respecto a la base del cimiento ( $e \leq B/3$ ), excepto cuando el suelo tenga características de ser rocoso esta debe estar dentro de los 9/10 centrales ( $e \leq 0.45B$ ).

$$e_{max} = \frac{B}{3} = \frac{5.00}{3} = 1.67 \text{ m}$$

\* Condición de Estado límite de Evento Extremo

Cuando  $\gamma_{EQ} = 0$ , la resultante debe encontrarse dentro de los dos tercios centrales con respecto a la base de la cimentación ( $e \leq B/3$ ) para cualquier tipo de suelo.

Cuando  $\gamma_{EQ} = 1$ , la resultante debe encontrarse dentro de los 8/10 centrales con respecto a la base de la cimentación ( $e \leq 2/5B$ )

Los valores de  $\gamma_{EQ}$  que estén dentro del rango 0 y 1.0, se debe interpolar de manera lineal. Para el caso presentado, utilizando  $\gamma_{EQ}=1.0$ , debido a que no se tiene un rango amplio de tráfico.

$$e_{\max} = \frac{2}{5}(5.00) = 2.00 \text{ m}$$

| ESTADO           | $V_u$  | $M_{vu}$ | $M_{Hu}$ | $x_o = \frac{M_{vu} - M_{Hu}}{V_u}$ | $e = \frac{B}{2} - x_o$ | $e_{\max} \text{ (m)}$ | verificacion |
|------------------|--------|----------|----------|-------------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------|
|                  | (T/m)  | (T.m/m)  | (T.m/m)  |                                     |                         |                        |              |
| Resistencia la   | 82.53  | 236.43   | 149.86   | 1.05                                | 1.45                    | 1.67                   | OK!          |
| Resistencia lb   | 147.39 | 412.19   | 149.86   | 1.78                                | 0.72                    | 1.67                   | OK!          |
| Evento extremo I | 96.47  | 271.89   | 221.94   | 0.52                                | 1.98                    | 2.00                   | OK!          |

b) Verificación evaluando el desplazamiento que ocurre en la base del estribo

$$\mu = \tan \phi_f = \tan 38.20^\circ = 0.7869 \text{ (Art. 10.6.3.4 y Tabla C3.11.5.3-1)}$$

$\phi_r = 1.00$ , caso límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)

Estado límite de evento extremo (Art. 11.5.8)

| ESTADO           | $V_u$  | Resistente (T/m)           | actuante $H_u$ | verificacion |
|------------------|--------|----------------------------|----------------|--------------|
|                  | (T/m)  | $F_f = \mu (\phi_t * V_u)$ | (T/m)          |              |
| Resistencia la   | 82.53  | 64.94                      | 37.67          | OK!          |
| Resistencia lb   | 147.39 | 115.99                     | 37.67          | OK!          |
| Evento extremo I | 96.47  | 75.91                      | 49.03          | OK!          |

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ )

1) Estado límite de Resistencia, con  $\phi_b = 0.55$  (Tabla 11.5.7-1)

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_R = \phi_b (F.s. q_{adm})$$

$$q_R = 0.55 (3 \times 3.28 \text{ kg/cm}^2)$$

$$q_R = 5.41 \text{ kg /cm}^2$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con  $\phi_b = 1.00$  (Art. 11.5.8)

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_R = \phi_b (F.s. q_{adm})$$

$$q_R = 1.00 (3 \times 3.28 \text{ kg /cm}^2)$$

$$q_R = 9.84 \text{ kg /cm}^2$$

3) Estado límite de Servicio:

$$q_{adm} = 3.28 \text{ kg /cm}^2$$

| ESTADO           | $V_u$  | $M_{vu}$ | $M_{Hu}$ | $x_o = \frac{M_{vu} - M_{Hu}}{V_u}$ | $e = \frac{B}{2} - x_o$ | $q = \frac{V_u}{(B-2e)}$ | $q(r,adm)$ | verificacion |
|------------------|--------|----------|----------|-------------------------------------|-------------------------|--------------------------|------------|--------------|
|                  | (T/m)  | (T.m/m)  | (T.m/m)  |                                     |                         |                          |            |              |
| Resistencia Ia   | 82.53  | 236.43   | 149.86   | 1.05                                | 1.45                    | 3.934                    | 5.41       | OK!          |
| Resistencia Ib   | 147.39 | 412.19   | 149.86   | 1.78                                | 0.72                    | 4.141                    | 5.41       | OK!          |
| Evento extremo I | 96.47  | 271.89   | 221.94   | 0.52                                | 1.98                    | 9.32                     | 9.84       | OK!          |
| Servicio I       | 106.12 | 296.93   | 94.38    | 1.91                                | 0.59                    | 2.780                    | 3.28       | OK!          |

#### 4.5.8.4. Caso II – Análisis del estribo sin considerar el puente

##### A) ESTADOS LÍMITES CONSIDERADOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Estribo evaluado sin considerar el puente

| CARGAS VERTICALES ( $V_u$ ) |       |       |      |            |
|-----------------------------|-------|-------|------|------------|
| TIPO                        | DC    | EV    | LS   | $\Sigma =$ |
| CARGA                       | DC    | EV    | LSy  | $V_u$ (T)  |
| V (T)                       | 24.33 | 47.44 | 2.36 | 74.14      |
| γ =<br>resistencia<br>Ia    | 0.9   | 1     | 0    | 69.34      |
|                             | 21.90 | 47.44 | 0    |            |
| γ =<br>resistencia<br>Ib    | 1.25  | 1.35  | 1.75 | 98.60      |
|                             | 30.42 | 64.05 | 4.14 |            |
| γ =<br>Evento extr.<br>I    | 1     | 1     | 0.5  | 72.96      |
|                             | 24.33 | 47.44 | 1.18 |            |
| γ =<br>Servicio I           | 1     | 1     | 1    | 74.14      |
|                             | 24.33 | 47.44 | 2.36 |            |

| MOMENTO ESTABILIZADOR CARGAS VERT. (Mvu) |       |        |       |            |
|------------------------------------------|-------|--------|-------|------------|
| TIPO                                     | DC    | EV     | LS    | $\Sigma =$ |
| CARGA                                    | DC    | EV     | LSy   | Mvu (T.m)  |
| Mv (T.m)                                 | 59.51 | 151.22 | 9.46  | 220.19     |
| γ =<br>resistencia<br>Ia                 | 0.9   | 1      | 0     | 204.78     |
|                                          | 53.56 | 151.22 | 0     |            |
| γ =<br>resistencia<br>Ib                 | 1.25  | 1.35   | 1.75  | 295.09     |
|                                          | 74.39 | 204.15 | 16.55 |            |
| γ =<br>Evento extr.<br>I                 | 1     | 1      | 0.5   | 215.46     |
|                                          | 59.51 | 151.22 | 4.73  |            |
| γ =<br>Servicio I                        | 1     | 1      | 1     | 220.19     |
|                                          | 59.51 | 151.22 | 9.46  |            |

| CARGAS HORIZONTALES (Hu) |      |       |                    |                    |            |
|--------------------------|------|-------|--------------------|--------------------|------------|
| TIPO                     | LS   | EH    | EQ                 |                    | $\Sigma =$ |
| CARGA                    | LSx  | EH    | EQ <sub>terr</sub> | 0.5P <sub>IR</sub> | Hu (T)     |
| H (T)                    | 2.58 | 19.86 | 11.63              | 8.31               | 42.39      |
| γ =<br>resistencia<br>Ia | 1.75 | 1.5   | 0                  | 0                  | 34.30      |
|                          | 4.51 | 29.79 | 0                  | 0                  |            |
| γ =<br>resistencia<br>Ib | 1.75 | 1.5   | 0                  | 0                  | 34.30      |
|                          | 4.51 | 29.79 | 0                  | 0                  |            |
| γ =<br>Evento extr.<br>I | 0.5  | 1     | 1                  | 1                  | 41.10      |
|                          | 1.29 | 19.86 | 11.63              | 8.31               |            |
| γ =<br>Servicio I        | 1    | 1     | 0                  | 0                  | 22.44      |
|                          | 2.58 | 19.86 | 0                  | 0                  |            |

| MOMENTOS DE VUELCO PARA CARGAS H. (MHu) |       |       |                    |                    |            |
|-----------------------------------------|-------|-------|--------------------|--------------------|------------|
| TIPO                                    | LS    | EH    | EQ                 |                    | $\Sigma =$ |
| CARGA                                   | LSx   | EH    | EQ <sub>terr</sub> | 0.5P <sub>IR</sub> | MHu (T)    |
| M <sub>H</sub> (T)                      | 11.92 | 61.23 | 53.80              | 31.28              | 158.22     |
| γ =<br>resistencia<br>Ia                | 1.75  | 1.5   | 0                  | 0                  | 112.70     |
|                                         | 20.86 | 91.85 | 0                  | 0                  |            |
| γ =<br>resistencia<br>Ib                | 1.75  | 1.5   | 0                  | 0                  | 112.70     |
|                                         | 20.86 | 91.85 | 0                  | 0                  |            |
| γ =<br>Evento extr.<br>I                | 0.5   | 1     | 1                  | 1                  | 152.26     |
|                                         | 5.96  | 61.23 | 53.80              | 31.28              |            |
| γ =<br>Servicio I                       | 1     | 1     | 0                  | 0                  | 73.15      |
|                                         | 11.92 | 61.23 | 0                  | 0                  |            |

## B) VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS Y ESTABILIDAD

### a) Vuelco alrededor del punto "A"

| ESTADO           | V <sub>u</sub> | M <sub>vu</sub> | M <sub>Hu</sub> | $x_o = \frac{Mvu - MHu}{Vu}$ | $e = \frac{B}{2} - x_o$ | e <sub>max</sub> (m) | verificacion |
|------------------|----------------|-----------------|-----------------|------------------------------|-------------------------|----------------------|--------------|
|                  | (T/m)          | (T.m/m)         | (T.m/m)         |                              |                         |                      |              |
| Resistencia Ia   | 69.34          | 204.78          | 112.70          | 1.33                         | 1.17                    | 1.67                 | OK!          |
| Resistencia Ib   | 98.60          | 295.09          | 112.70          | 1.85                         | 0.65                    | 1.67                 | OK!          |
| Evento extremo I | 72.96          | 215.46          | 152.26          | 0.87                         | 1.63                    | 2.00                 | OK!          |



| CARGA               | CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m) |          |   |      |   |      |   |       | CARGA (Ton) |   |       |   | Y <sub>p</sub> (m) | M (T-m) |       |
|---------------------|---------------------------|----------|---|------|---|------|---|-------|-------------|---|-------|---|--------------------|---------|-------|
| LS                  | p"=                       | 0.235782 | x | 0.60 | x | 1.97 | = | 0.279 | 0.279       | x | 8.25  | = | 2.29867            | 4.124   | 9.48  |
| EH                  | p=                        | 0.235782 | x | 8.25 | x | 1.97 | = | 3.831 | 4.124       | x | 3.831 | = | 15.7995            | 2.75    | 43.44 |
| EQ <sub>ter</sub>   | p' =                      | 0.069052 | x | 8.25 | x | 1.97 | = | 1.122 | 1.122       | x | 8.25  | = | 9.25422            | 4.124   | 38.16 |
| 0.5 P <sub>IR</sub> |                           |          |   |      |   |      |   |       | 1.429       |   |       |   | 3.36 m             | 4.81    |       |
| P <sub>EQI</sub>    |                           |          |   |      |   |      |   |       | 6.97        |   |       |   | 7.47               | 52.09   |       |
| BR                  |                           |          |   |      |   |      |   |       | 1.92        |   |       |   | 10.05              | 19.31   |       |

En el diseño estructural cuando se tiene que calcular PIR se debe realizar sin incluir la masa encima del talón proveniente del suelo (C11.6.5.1):

$$W_{est} = \text{Peso pantalla} = 12.335 \text{ Tn/m}$$

$$k_h = 0.23$$

$$P_{IR} = k_h * W_{est} = 2.857 \text{ Tn/m}$$

$$\gamma_p = C.G \text{ de la pantalla desde el punto } P = 3.36 \text{ m}$$

Carga proveniente del terreno incluido el efecto dinámico por sismo:

$$P_{AE} = EH + E_{q\text{terreno}} = 25.054 \text{ Tn/m}$$

De acuerdo con (AASHTO, 2024) en el apartado 11.6.5.1 menciona que se debe elegir el valor más conservador entre los siguientes:

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} = 26.482 \text{ Tn/m}$$

$$(0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 18.657 \text{ Tn/m}$$

Luego de una inspección simple se decide por la primera expresión ya que resulta ser el estado más crítico de evaluar por corte y momento. En cuanto a PAE se le descuenta la presión ejercida por el terreno en condición estática (EH) con el fin de analizarlo por separado, empleándola en las combinaciones de carga:

$$EQ_{\text{terreno}} = P_{AE} - EH = 9.254 \text{ Tn/m}$$

$$0.5P_{IR} = 1.429 \text{ Tn/m}$$

#### A) ACERO POR FLEXION

Considerando el momento de diseño en la base de la pantalla:

A1) Estado límite de Resistencia I, con  $n = n_D n_R n_i = 1$ ;

$$M_u = n(1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR})$$

$$M_u = 115.539 Tn - m$$

A2) Caso límite de evento extremo I, con  $n = n_D n_R n_i = 1$

$$M_u = n(0.50M_{LS} + 1.00M_{EH} + 1.75M_{EQ} + 0.50M_{BR}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1 y Fig.}$$

C11.5.6-4)

$$M_u = 152.892 Tn - m$$

### ACERO

$$M_u = 152.892 Tn - m.$$

$$A_s = 1\emptyset 1.$$

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$t_{inf} = 100 \text{ cm.}$$

$$Z = 6.27 \text{ cm.}$$

$$d = 93.730 \text{ cm.}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$b = 100.00 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{(0.85 * f'_c * b * d)}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.614 * M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = 45.06 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = 7.95 \text{ cm}$$

$$S_{\emptyset 1} = 0.11 \text{ m}$$

$\emptyset f = 0.9$  para estado límite de RESISTENCIA I (Tabla 11.5.7-1, AASHTO)

**As mínimo**

El acero de refuerzo suministrado debe ser suficiente para soportar el menor valor entre el  $M_{cr}$  y  $1.33M_u$ :

$$a) \quad M_{cr} = 1.1 \cdot f_r \cdot S = 61.66 \text{ Tn-m}$$

$$F_R = 2.0 \sqrt{f'_c} = 33.63 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = 166666.67 \text{ cm}^3$$

$$b) \quad 1.33M_u = 203.35 \text{ Tn-m}$$

Como se observa el valor menor es 61.66T-m por consiguiente el acero calculado es 45.06 cm<sup>2</sup> que soporta:

$$M_u = 152.89 \text{ Tn-m} > 61.66 \text{ Tn-m} \quad \text{Cumple!}$$

$$\mathbf{Usar = 1 \text{ } \varnothing 1 @ 0.11 \text{ m}}$$

#### B) ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tomando un espesor promedio de pantalla:

$$t_{inf} = 1.00 \text{ m.} \longrightarrow t_{promed} = 0.70 \text{ m} = 70 \text{ cm}$$

$$t_{sup} = 0.40 \text{ m.}$$

$$\text{Tomando una altura} = 8.25 - 2.35 = 5.90 = 590 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.63 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (para cada cara)}$$

$$\text{Se verifica si } 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_s \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 5.63 \text{ cm}^2/\text{m} \leq 12.7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Usando } 1 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}$$

$$S_{\varnothing 1/2} = 0.23 \text{ m}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 3t = 3 \cdot 0.70 = 2.10 \text{ m}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.45 \text{ m} \quad (\text{Art. 5.10.6})$$

$$\mathbf{Usar = 1 \text{ } \varnothing \frac{1}{2} @ 0.23}$$

Nota. - El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

### C) REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA

#### Momento resultante

Para el diseño se realiza con el caso de límite de Servicio I, con  $n=DnRnI=1$ , en la que se utiliza la sección afectada de grietas y un ancho de franja de 0.08 m:

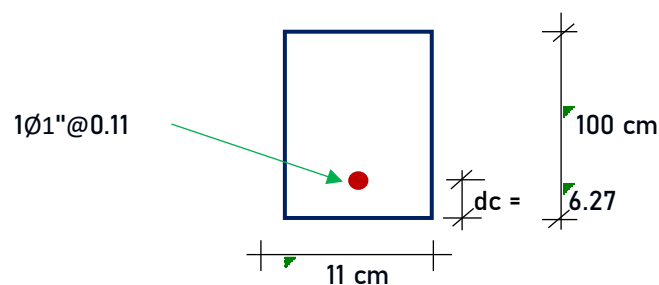
$$M_s = n(1.0M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{BR})$$

$$M_s = 72.23 \text{ Tn} - \text{m}$$

Para un ancho tributario de 0.11 m

$$M_s = 72.23 * 0.11 = 7.95 \text{ Tn-m}$$

**Figura 132. Franja de pantalla para el calculo**



\*Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (modulo de elasticidad del acero corrugado)}$$

$$E_c = 256017.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n = 8$$

$$dc = 6.27 \text{ cm}$$

$$1\text{Ø1''} @ 0.11 \longrightarrow A_s = 40.8 \text{ cm}^2$$

Momento respecto al eje neutro

$$5.5y^2 = 40.8 * (93.73 - y)$$

$$y = 22.92 \text{ cm}$$

\*Esfuerzo de acero bajo cargas de servicio:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 93.73 - \frac{22.92}{3} = 86.09 \text{ cm}$$

El esfuerzo del acero es:

$$F_{ss} = \frac{M_s}{(jd * A_s)} = \frac{7.95 * 10^5}{86.09 * 5.10} = 1809.559 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{ss} = 1809.559 \frac{kg}{cm^2} \leq 0.6 f_y = 0.6 * 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ss} = 1809.559 \frac{kg}{cm^2}$$

\*Separación máxima armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 * (h - dc)} = 1 + \frac{6.27}{0.7 * (100 - 6.27)} = 1.10$$

Para una exposición severa, con  $\gamma_e = 0.75$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c = \frac{125000 * 0.75}{1.10 * 1809.6} - 2 * 6.27 = 34.7 \text{ cm} > 11 \text{ cm} \quad OK!$$

#### D) REVISIÓN POR CORTE

Por lo general en el diseño para un muro de sostenimiento no es necesario evaluar por corte ya que este esfuerzo no lo gobierna; pero, si se verificara el espesor con respecto a la pantalla para ver si es necesario colocar refuerzo transversal. Por motivos de simplificar el procedimiento se tomará la sección más desfavorable en la base correspondiente a la pantalla, sin embargo, también puede considerarse una longitud igual al peralte efectivo medido a partir de la base.

En la zona de la base correspondiente a la pantalla, el corte que actúa para el caso límite de Resistencia I, con  $n = n_D n_R n_I = 1$ , y considerando una sección de franja de estribo de 1.0m es:

$$V_u = n(1.75V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.75V_{BR}) \quad (Tabla\ 3.4.1 - 1)$$

$$V_u = 31.09\ Tn$$

En la zona de la base correspondiente a la pantalla, el corte que actúa para el caso Evento Extremo I, con  $n = n_{DnRnI} = 1$ , es:

$$V_u = n[0.5V_{LS} + 1.00V_{EH} + 1.00V_{EQ} + 0.5V_{BR}] \quad (Tabla\ 3.4.1 - 1\ y$$

*Fig. C 11.5.6 - 4*

$$V_u = 35.56\ Tn$$

Tomamos  $V_u = 42.53T$  que se asocia al caso límite de Evento Extremo I. La capacidad de la cortante referido al concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1 - 1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.7.3.3-1) \\ V_n = 0.25 f'_c * b_v * d_v + V_p & (5.7.3.3 - 2) \end{cases}$$

Con  $\beta = 1.38$

$$V_c = 0.265\beta\sqrt{f'_c} * b_v * d_v = 0.265 * 1.38 * \sqrt{280} * \frac{100 * 89.8}{1000} = 54.83\ Tn$$

$$V_c = 54.83\ Tn$$

Donde

$b_v$  = Ancho de diseño de pantalla = 100 cm

$d_e = 93.73$  cm

$d_v$  = peralte de corte efectivo =  $d_e - \frac{a}{2}$

$d_v = 89.8$  cm

$$\text{No menor que el mayor valor de } \begin{cases} 0.9d_{ce} = 0.9 * 93.73 = 84.36\ cm \\ 0.72h = 0.72 * 0.72 * 100 = 72\ cm \end{cases}$$

Dado  $V_p=0$  y  $V_s=0$ , se toma el valor menor

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p = 54.83 \text{ Tn} \\ V_n = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p = \\ V_n = 628.28 \text{ Tn} \end{array} \right.$$

El valor menor es  $V_n = 54.83 \text{ Tn}$

La capacidad del concreto frente al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 0.9 * 54.83 = 49.35 \text{ Tn} > 35.56 \text{ Tn} \quad \text{OK!}$$

\*Cálculo de  $\beta$ :

Como  $l_{\text{pant}}=8.25\text{m}>0.40\text{m}$ , no es aplicable el método simplificado (5.8.3.4.1) sino el método general:

$$\beta = \frac{4.8 * 51}{(1 + 750\varepsilon_s)(39 + S_{xe})} \quad (5.7.3.4.2 - 2)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s A_s} \quad (5.7.3.4.2 - 4)$$

Siendo:

$$V_u = 35.56 \text{ Tn}$$

$$M_u = 152.89 \text{ Tn} - m$$

$$M_u > V_u * d_v \quad (\text{Art. 5.7.3.4.2})$$

$$152.89 \text{ Tn} > 31.92 \text{ Tn-m} \quad \text{OK!}$$

$$\varepsilon_s = 0.0019.$$

$$S_{xe} = S_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \quad (\text{pulg.})$$

Siendo:

$$s_x = d_v = 90 \text{ cm} = 35.3''$$

ag = tamaño máximo del agregado =  $\frac{3}{4}$ "

$$S_{xe} = S_x = 35.3" \quad S_x = d_v = 35.3"$$

También

$$12" \leq (S_{xe} = 35.3") \leq 80" \quad OK!$$

Luego:

$$\beta = \frac{4.8 * 51}{(1 + 750\varepsilon_s)(39 + S_{xe})} = 1.38$$

#### 4.5.8.6. Diseño de la cimentación

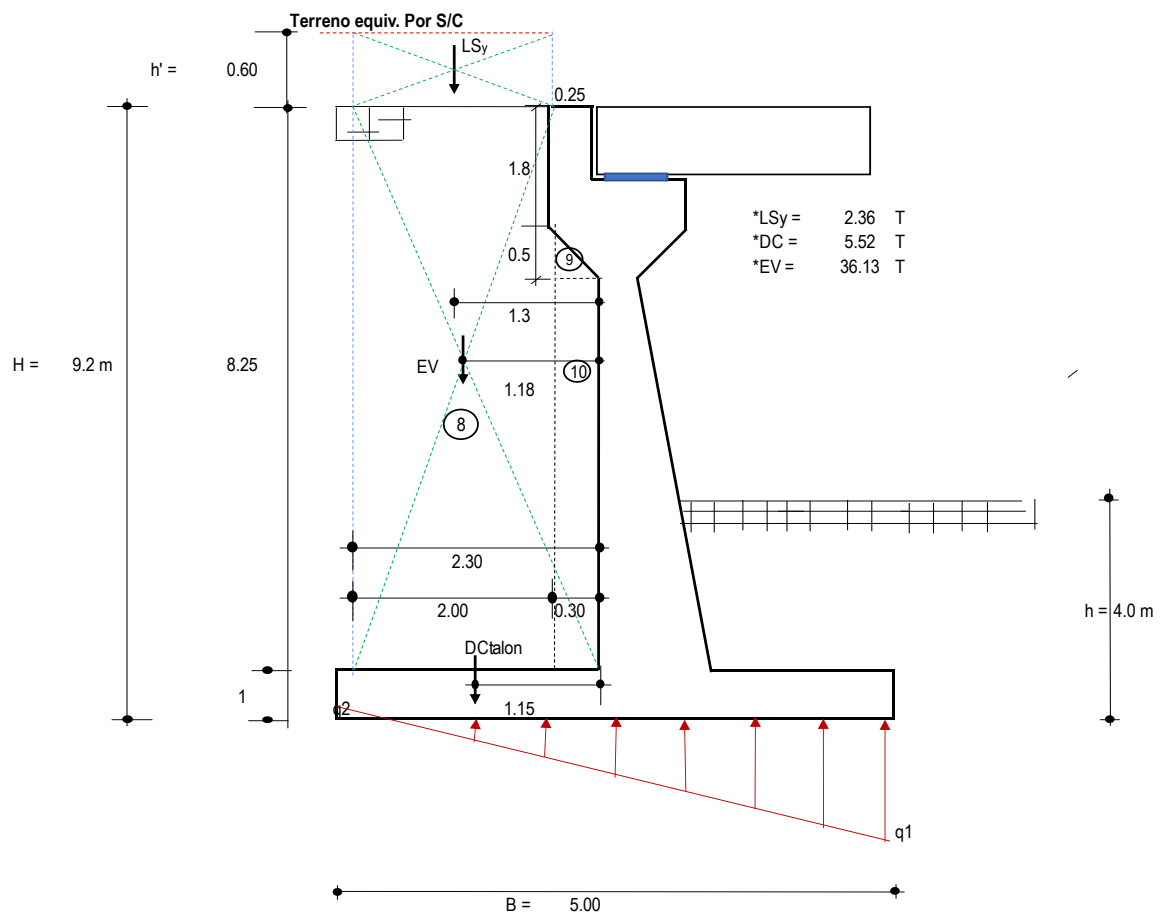
A) Acero en la parte superior de la zapata

Momento flector de diseño en el talón del estribo, caso límite de Resistencia Ib, con

$n = n_D \ n_R \ n_I = 1$ , ignorando la reacción del suelo en forma conservadora:

Ancho de análisis de estribo: 1.00 m

**Figura 133. Cargas actuantes en el talón del estribo**



$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}]$$

$$M_u = 1.00[1.25(5.52 * 1.15) + 1.35(36.13 * 1.18) + 1.75(2.36 * 1.30)]$$

$$M_u = 71.09 \text{ Tn} - m$$

Omitimos el estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso.

Utilizando acero: Ø ¾"

Recubrimiento (r): 7.5 cm (Tabla 5.10.1-1)

$$z = \text{recubr.} + \frac{\phi}{2} = 7.5 \text{ cm} + \frac{\frac{3}{4} * 2.54}{2} \text{ cm} = 8.45 \text{ cm}$$

h = 1.00 m (Altura de zapata)

d = 91.55 cm

fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Es = 2040000 kg/cm<sup>2</sup> (Módulo de deformación elástica del acero corrugado)

f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>

b = 1 m

con Ø = 0.90

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.614 * M_u}{f'c * b * d^2}}\right)$$

$$A_s = 20.96 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b}$$

$$a = 3.70 \text{ cm}$$

Utilizando varillas: Ø 3/4, la separación será:

$$S = \frac{2.85}{20.96} = 0.14 \text{ m}$$

$$\text{Ahora, como } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.70}{0.85} = 4.35 \text{ cm}$$

verificamos el factor de reducción de carga (Ø)

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left( \frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.90 \quad (5.5.4.2 - 2 \text{ y fig. C5.5.4.2} - 1)$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left( \frac{91.55}{4.35} - 1 \right) = 3.66 \geq 0.90$$

Luego,  $\phi = 0.90$ , se toma el máximo valor de la relación

### As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

### As mínimo

El acero calculado será suficiente si soporta el menor valor entre  $M_{cr}$  y  $1.33M_u$ :

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S_c = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(100^2)}{6} = 166667 \text{ cm}^3$$

a) Cálculo del momento crítico ( $M_{cr}$ ) para acero ASTM A615 - Grado 60

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c = 1.1 * 33.63 * 166667 = 6166184.396 \text{ kg.cm}$$

$$M_{cr} = 61.66 \text{ Tn} - m$$

b) 1.33 el momento factorado de las combinaciones en estado limite

$$1.33M_u = 1.33 * 71.09 = 94.55 \text{ Tn} - m$$

Se elige el menor valor: 61.66 Tn-m

Cantidad de acero propuesta:  $2.85 \text{ cm}^2 * 0.14 \text{ m} = 20.96 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.70 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 * f_y * A_s (d - a_2) = 7108122.708 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = 61.66 \text{ Tn.m} < 71.08 \text{ Tn} - m \quad OK!$$

Usar: 1 Ø 3/4" @ 0.14 m

B) Acero de temperatura

Para  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{st} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)} \quad (\text{cm}^2 / \text{m}) \quad (5.10.6 - 1)$$

$$A_{st} = \frac{0.18 * 500 * 100}{2 * (500 + 100)} = 7.50 \quad (\text{cm}^2 / \text{m}) \quad (\text{en cada cara})$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{st} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

¡Se toma el área de acero calculada!

Se usará

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset = 1 \text{ } / 2$$

$$\text{Área} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$S = (1.29 \text{ cm}^2) / (7.50 \text{ cm}^2/\text{m}) = 0.17 \text{ m}$$

Acero máximo de temperatura

$$S_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m} \quad \text{OK!} \quad (\text{Art.5.10.6})$$

$$\text{Usar: } 1\emptyset 1 \text{ } / 2 @ 0.17 \text{ m}$$

Debido a que no se cuenta con acero de temperatura ubicado en sentido perpendicular al ser encontrado por flexión, se dotará de este acero para la punta y el talón correspondiente al cimientto.

C) Revisión por corte en la parte del talón

El cortante que actúa en el talón por el caso de Resistencia I, con  $n = n_D n_R n_I = 1$ , evaluados en un ancho de franja igual a 1.0 m es:

$$V_u = n[1.25V_{DC} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS}] \quad (\text{Tabla 3.4.1} - 1)$$

$$V_u = 59.81 \text{ Tn}$$

Se omite el estado de Evento Extremo I, pues no gobierna el diseño.

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \emptyset V_n \quad (5.7.2.1 - 1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.7.4.2 - 1)$$

En el que  $V_n$  se define como el menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3-1) \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.7.3.3-2) \end{array} \right.$$

$$V_c = 0.265\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

En este caso  $L_{talón} = 2.30 < 3*d_v = 3*0.897 = 2.69$ , por lo tanto ¡Usaremos el método simplificado!

Se calcula mediante procedimiento general (Artc. 5.8.3.4.1)

Con  $\beta=2.00$

$$V_c = 79.549 \text{ Tn}$$

Siendo:

\* $b_v$  = ancho correspondiente a la pantalla

$$*d_e = 91.55 \text{ cm}$$

$$*d_v = \text{altura útil de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} \quad (\text{Art. 5.7.2.8})$$

$$*d_v = 89.70 \text{ cm}$$

No inferior al mayor de los valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.90d_e = \mathbf{82.39 \text{ cm}} \quad \text{OK!} \\ 0.72h = \mathbf{72.00 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

Dado  $V_p=0$  y  $V_s=0$ , se toma el menor de

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p = \mathbf{79.55 \text{ Tn}} \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 627.88 \text{ Tn} \end{array} \right.$$

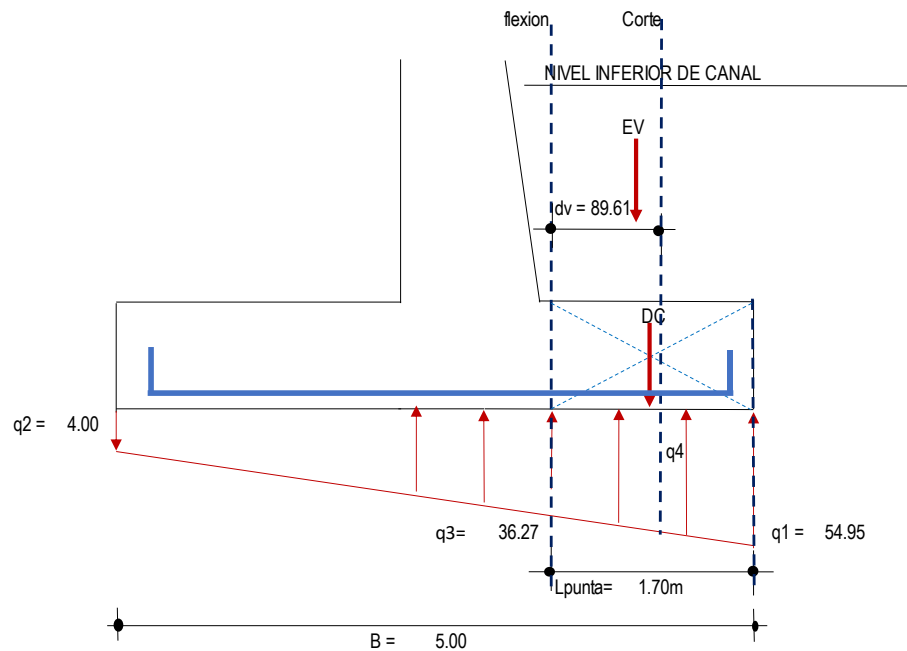
El valor menor es  $V_n = 79.55 \text{ Tn}$

La capacidad del concreto frente al corte:

$$V_r = \phi V_n \quad ; \quad 71.59 \text{ Tn} > 59.81 \text{ Tn} \quad \text{OK!}$$

D) Acero fondo de zapata

**Figura 134. Cargas actuantes en la punta del estribo**



Según (AASHTO, 2024) en el artículo 10.6.5. “expone que el diseño del cimiento con carga excéntrica se utiliza cargas factoradas, y se asume una distribución de esfuerzos triangular o trapezoidal sobre el suelo, ya sea este rocoso o no rocoso”.

Tomando como crítico el estado límite de *Resistencia*  $I_b$ , con carga última  $V_u = 147$  Tn y excentricidad  $e = 0.72$  m (visualizar la tabla de presiones en la base del estribo), se procedió hallar las presiones que actúan encima del terreno.

$$q_u = \frac{V_u}{B} \left( 1 \mp \frac{6e}{B} \right) = \frac{147.39}{5.00} \left( 1 \mp \frac{4.32}{5.00} \right) \begin{matrix} \rightarrow q_1 = 54.95 \text{ Tn/m} \\ \rightarrow q_2 = 4.00 \text{ Tn/m} \end{matrix}$$

$$q_3 = 36.27 \text{ Tn/m}$$

$$q_4 = 46.119 \text{ Tn/m}$$

No tomando en cuenta el lado conservador se tiene el *peso del terreno* (EV) y *punta de la zapata* (DC), el momento de flexión actuante en la sección crítica de:

$$M_u = \frac{L^2}{6} (q_{u3} + 2q_{u1}) = 70.409 \text{ Tn} - \text{m}$$

Siendo este momento, utilizamos 1 Ø 3/4" @0.13

$$A_s = \frac{2.85}{0.13} = 21.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Que corresponde al acero mínimo:

Recubrimiento (r): 7.5 cm

$z = \text{recubr} + \varnothing/2 = 8.45 \text{ cm}$

$h = 100 \text{ cm}$  (altura de zapata)

$d = 91.55 \text{ cm}$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$b = 1.00 \text{ m}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.87 \text{ cm}$$

$\varnothing_f = 0.9$  (Art. 5.5.4.2)

$$M_u = \varnothing_f A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 74.26 \text{ Tn.m}$$

$M_u = 74.26 \text{ Tn.m} > 70.409 \text{ Tn.m}$  Cumple!

### **As máximo**

Las disposiciones actuales del (AASHTO, 2024) no consideran evaluar este límite.

### **As mínimo (Art. 5.6.3.3)**

El acero calculado debe tener la capacidad de soportar el menor de los siguientes valores  $M_{cr}$  y  $1.33M_u$ :

Siendo:

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_c = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 100^2}{6} = 166667 \text{ cm}^3$$

a) Cálculo del momento crítico ( $M_{cr}$ ) para acero ASTM A615-Grado 60

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S_c = 1.1 * 33.63 * 166667 = 6166184.396 \text{ kg.cm}$$

$$M_{cr} = 61.66 \text{ Tn.m}$$

b) 1.33 el momento factorado de las combinaciones en estado límite:

$$1.33 M_u = 1.33 * 70.41 = 93.64 \text{ Tn.m}$$

se elige el menor valor: 61.66 Tn.m

$$\text{cantidad de acero propuesta: } \frac{2.85 \text{ cm}^2}{0.13 \text{ m}} = 21.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 3.87 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 f'_c A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) = 7426169.564 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = 74.26 \text{ Tn.m} > 61.66 \text{ Tn.m} \quad \text{OK!}$$

Usar: 1Ø 3/4" @0.13 m

E) Verificación de la punta por corte

Siendo:

\*bv = Ancho correspondiente a la pantalla para el diseño= 100 cm

\*de = 91.55 cm

\*dv = altura útil de corte = de – a/2 = 92-3.87/2 = 89.61 cm (Art.5.7.2.8)

\*dv = 89.61 cm

No inferior al mayor de los valores:  $\left\{ \begin{array}{l} 0.90 d_e = 82.39 \text{ cm} \\ 0.72 h = 72.00 \text{ cm} \end{array} \right.$

Debiendo tomar el cortante actuante a una distancia dv de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$q_4 = 46.1192$$

$$V_u = 40.625$$

No se evalúa por caso Evento Extremo I ya que no gobierna el diseño.

La capacidad del concreto frente al corte es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1 - 1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

En el que  $V_n$  se define como el menor de

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3.-1) \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.7.3.3.-2) \end{array} \right.$$

$$V_c = 0.265\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

En este caso, como  $L_{punta} = 1.70 < 3*d_v = 3*0.8961 = 2.69$  ; Usaremos el método simplificado!

$$V_c = 79.47 \text{ Tn}$$

Con  $V_p=0$  y  $V_s=0$

Dado  $V_p = 0$  y  $V_s = 0$ , se toma el menor de

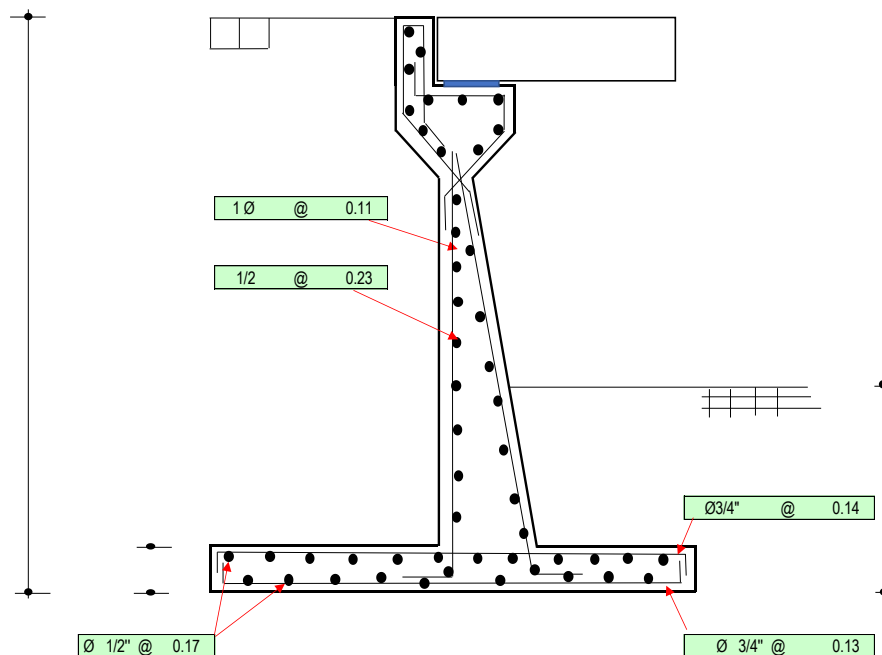
$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p = \mathbf{79.47 \text{ Tn}} \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 627.29 \text{ Tn} \end{array} \right.$$

El menor valor de  $V_n = 79.47 \text{ Tn}$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n ; 71.53 \text{ Tn} > 40.62 \text{ Tn} \quad \text{OK!}$$

**Figura 135. Distribución del acero**



Elaboración propia

## Capítulo V

### Conclusiones y recomendaciones

#### Conclusiones

1. De acuerdo con el estudio geotécnico, se obtuvo la capacidad admisible del suelo para la margen izquierda y derecha del río siendo 3.28 kg/cm<sup>2</sup> y 3.83 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente para un nivel de desplante (Df) de 4.0 m y en la ubicación del pilar se tomó la capacidad de 3.28 kg/cm<sup>2</sup>.
2. En el estudio hidrológico se trabajó con el registro de descargas máxima diario del río Zaña (m<sup>3</sup>/s) de la Estación Batán en la cual se encontró los caudales máximos de 69.04, 81.55 y 73.267 correspondientes a los años 1983, 1998 y 2023 respectivamente.
3. El caudal de diseño resultó ser 83.08 m<sup>3</sup>/s correspondiente a un tiempo de retorno de 140 años y 112.74 m<sup>3</sup>/s para un tiempo de 500 años.
4. Se obtuvo una socavación potencial en los estribos y el pilar de 4.0 metros por debajo de la cota del nivel del lecho del río.
5. Para el análisis y diseño de los elementos de la superestructura se elaboró diversos modelos con el programa SAP 2000 version 14 para el cálculo de las fuerzas y momentos utilizados en el diseño.
6. En el análisis y diseño de las vigas, los mayores esfuerzos de flexión y corte ocurren en la viga interior para los casos de Resistencia I, Servicio II, Construcción y Fatiga I, salvo en la combinación de Fatiga I se obtuvo mayor flexión en la viga exterior, por lo cual la propuesta de la sección de la viga interior permite usarla como viga exterior ya que tiene una adecuada capacidad frente a la flexión y al corte correspondiente a los rigidizadores transversales.

7. Para el análisis y diseño de los elementos de la subestructura conformado por los estribos y el pilar, se realizó un modelo en 3D del puente vehicular Sorronto de acuerdo con lo sugerido por el (MTC, Manual de Puentes, 2018) basado en el (AASHTO, 2024).
8. Para hallar las fuerzas de diseño, al estar el puente en zona sísmica 4, se evaluó por medio de rotulas plásticas ubicadas en 3 puntos de inspección en la columna, evaluándose como pórtico en la dirección resistente (plano YZ) y como columnas individuales en la dirección débil (plano XZ).
9. Para el diseño del pilar la carga más influyente es la del sismo, la cual está considerada en la combinación de diseño por Evento Extremo I.
10. En el diseño por flexión, la geometría propuesta de columna circular de diámetro 1.30 m y refuerzo de 50 barras longitudinales de  $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ " satisface la amplificación de momentos de los esfuerzos evaluados en la base de las columnas exteriores y la columna central, siendo la carga axial  $P_u = 399.17 \text{ Tn}$  y  $M_u = 664.06 \text{ Tn-m}$  para la columna exterior y  $P_u = 124.72 \text{ Tn}$  y  $M_u = 527.42 \text{ Tn-m}$  para la columna central dentro de la zona de resistencia.
11. En el diseño por corte se obtuvo un refuerzo transversal de  $\varnothing 5/8$ " espaciados a 5 cm para ambos planos de análisis del pilar, pero debido a que se verificó efectos torsionales en el concreto, la armadura transversal requerida fue de  $\varnothing 3/4$ " cada 5 cm cubriendo así las sollicitaciones de corte, confinamiento sísmico y torsión.
12. De acuerdo con el diseño en la columna del pilar, se forma una rotula en la unión viga cabezal – columna, generando así, una posible zona para la formación de rotula plástica tanto en la viga como en la columna, donde se deberá de confinar.

13. Para evaluar la capacidad de tipo portante del suelo en la cimentación del pilar, se modeló la platea de dimensiones 7.20 m x 12 m x 1.40 m, en la cual por cargas de tipo estáticas en servicio y sismo no debe exceder la capacidad admisible del suelo 3.28 kg/cm<sup>2</sup> y 4.264 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.
14. Por el diseño de la columna del pilar se obtuvo un refuerzo longitudinal de Ø 1 3/8 y debido a los mayores esfuerzos ubicados en la zona de los apoyos de las columnas, se optó por utilizar la misma barra de acero para la cimentación, puesto que, cubre ampliamente dichas solicitaciones y con ello homogenizar el diseño.
15. Se elaboró un guía de análisis y diseño para puentes de geometría compuesta, basado en el tipo de metodología de la norma internacional (AASHTO, 2024) adaptado por el (MTC, Manual de Puentes, 2018).

### **Recomendaciones**

1. Realizar un adecuado predimensionamiento en las vigas de acero de sección compuesta con la luz del tramo del puente si el puente es continuo.
2. Para la amenaza sísmica se debe construir el espectro de respuesta en condición sísmica de acuerdo con la metodología especificada en el (MTC, Manual de Puentes, 2018) en base a los mapas de isoaceleraciones del Perú de acuerdo con su ubicación geográfica.
3. Se recomienda que el valor de ajuste de respuesta, R, en el desarrollo de las fuerzas de diseño se considere de acuerdo con la categoría de significancia del puente, tanto a la clase de subestructura y las conexiones presentadas en el puente de estudio. Para el presente puente se determinó un factor de respuesta  $R = 3.5$  (caballetes multicolumna).

4. En puentes de sección compuesta, se recomienda colocar conectores de corte para realizar la transferencia y/o transmisión de fuerza cortante entre la losa a la viga de acero.
5. Se recomienda realizar un buen levantamiento topográfico para poder elegir el tipo de puente a emplazar.
6. Debido a la principal causa del colapso de puentes por la erosión, se recomienda realizar trabajos de protección en la base del pilar y estribo, especialmente el que este en contacto con el cauce del río.
7. Se recomienda desarrollar el acero longitudinal de la columna dentro de la viga travesaño ya que la columna puede trabajar en tracción (diseño sísmico o por capacidad).
8. Si el acero longitudinal no puede desarrollar su fluencia dentro de la viga travesaño, se recomienda calcular la longitud necesario para el desarrollo del gancho para barras deformadas sometidas a tracción.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2024). *Especificaciones de diseño de puentes AASHTO*. EE.UU: AASHTO (Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte).
- Altamirano Requejo , J. (2018). *Análisis y diseño del puente vehicular sobre el río Yuracyacu, en el sector Monterrey, distrito de Nueva Cajamarca, provincia de Rioja, departamento de San Martín*. Tarapoto - Perú : Universidad Nacional de San Martín. Fondo Editorial .
- Aronés Villavicencio , Á. P., & Cortés Anderson , C. V. (22 de marzo de 2018). *Repositorio academico Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas*. Obtenido de <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/623526>
- Caballero Romero, A. (2014). Metodología integral innovadora para planes y tesis. En C. Romero, *Metodología integral innovadora para planes y tesis* (pág. 530). Mexico,D.F: Cengage Learning.
- Comercio, E. (03 de 03 de 2023). [www.elcomercio.com.pe](https://elcomercio.com.pe). Obtenido de Diario el comercio: <https://elcomercio.pe/peru/lambayeque-construyen-puente-artesanal-para-cruzar-tramo-del-rio-sana-oyotun-inundaciones-huaicos-lluvias-noticia/?ref=ecr>
- Farroñan Inoñan , R. (2023). *Diseño estructural de un puente vehicular para optimizar la accesibilidad de los sectores Monte Verde a San Luis, Mórrope, Lambayeque 2021*. Chiclayo.
- Guillén García , D. J. (2018). *Análisis técnico - económico del puente vehicular continuo "Inca Moya" de concreto armado y de acero estructural según la norma AASHTO - LRFD*. Lima - Perú : Universidad San Ignacio de Loyola .
- Guillen Llacchuas, E. E. (2021). *Análisis y Diseño estructural del Puente Anccohuayllo sobre el río Chumbao para el mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal del distrito de Andahuaylas - región Apurímac - 2021*. Huancayo.

Mejía Hernández , K. A. (2018). *Análisis y Diseño estructural para el puente sobre el rio Reque - Panamericana Norte Km 772+789.33* . Chiclayo.

Melville, B., & Coleman , S. (2000). *Socavación en Puente. Publicaciones sobre recursos hídricos* . Littleton, Colorado, USA.

MTC. (25 de Octubre de 2008). *Normas Legales*. Obtenido de El Peruano:

[https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/documentos/otras/DS%20N%C2%B0%20034-2008-MTC%20Reglamento%20Nacional%20de%20Gesti%C3%B3n%20Infraestructura%20Vial.pdf](https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/otras/DS%20N%C2%B0%20034-2008-MTC%20Reglamento%20Nacional%20de%20Gesti%C3%B3n%20Infraestructura%20Vial.pdf)

MTC. (2014). *Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima-Perú: Macro.

MTC. (20 de Diciembre de 2018). *Manual de Puentes*. Obtenido de Portal.mtc.gob.pe:

<https://www.gob.pe/institucion/mtc/normas-legales/4441255-19-2018-mtc-14>

MVCS, & SENCICO. (1997). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. En C. y. Ministerio de Vivienda, *VI del Reglamento Nacional de Construcciones* (pág. 5). Lima-Perú: Macro.

MVCS, & SENCICO. (2009). Art. 1.1. En MVCS, & SENCICO, *Norma E.060* (pág. 199). Lima-Perú: Macro.

MVCS, & SENCICO. (8 de Mayo de 2009). *Norma técnica E.060*. Obtenido de El peruano:

<https://www.cip.org.pe/publicaciones/2021/enero/portal/e.060-concreto-armado-sencico.pdf>

MVCS, & SENCICO. (8 de Mayo de 2009). *Norma Técnica E.060*. Obtenido de El peruano: <https://www.cip.org.pe/publicaciones/2021/enero/portal/e.060-concreto-armado-sencico.pdf>

Neill, D. A., & Cortez Suarez, L. (2018). *Procesos y Fundamentos de la Investigación Científica*. Machala-Ecuador: UTMACH.

- Rocha Felices, A. (2014). *Introducción a la Hidraulica Fluvial*. Lima-Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rodríguez Hinostroza, M. K. (2019). *Diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa hasta 20m de luz, en el distrito de Chilca - 2017*. Huancayo - Perú : Repositorio Institucional - Continental .
- Rodríguez Serquen, D. I. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020 (9th Edition)*. Chiclayo - Perú: Hecho el Depósito Legal.
- Tipacti Requejo , J. M. (2019). *Elaboración de Expediente técnico del puente Laquipampa, distrito de Incahuasi, provincia de Ferreñafe, departamnete de Lambayeque, 2017*. Chiclayo.
- Vallecilla Bahena, C. R. (2004). *Estatica para Ingeniero Civiles* . Bogotá, D.C., Colombia : Aída María Bejarano Varela .

## **ANEXOS**

### **PLANOS**

#### ***Generales***

UB-01 PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACION

PP-01 PLANO EN PLANTA Y PERFIL (I)

PP-02 PLANO EN PLANTA Y PERFIL (II)

PS-01 PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES (I)

PS-02 PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES (II)

PS-03 PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES (III)

ST-01 PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES (I)

ST-02 PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES (II)

ST-03 PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES (III)

ST-04 PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES (IV)

ST-05 PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES (V)

#### ***Superestructura***

E-01 DETALLE DE REFUERZO SUPERIOR E INFERIOR EN LOSA

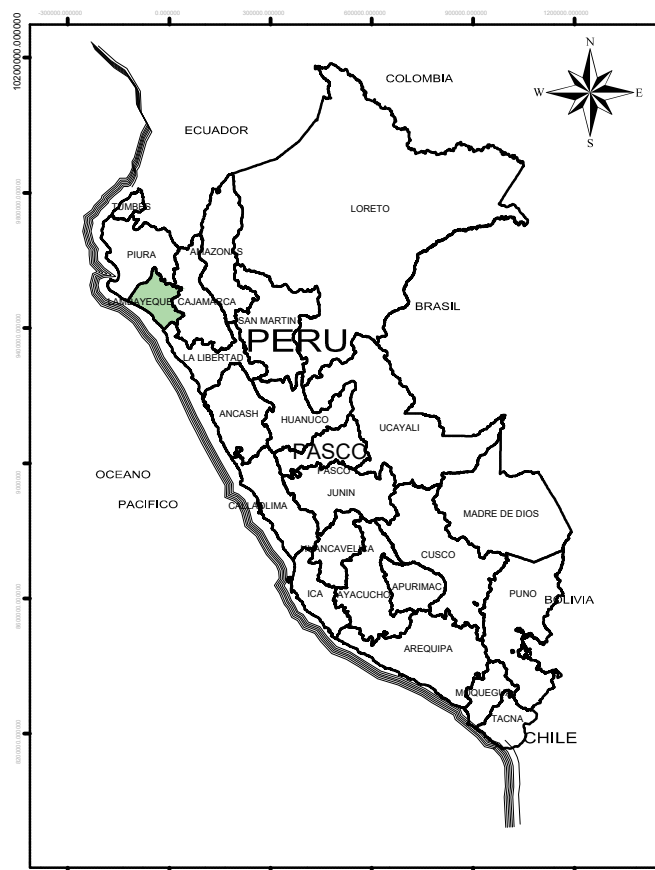
E-02 DETALLE DE SECCION VIGA COMPUESTA, DIAFRAGMA Y

RIGIDIZADORES Y CONECTORES DE CORTE EN VIGA COMPUESTA

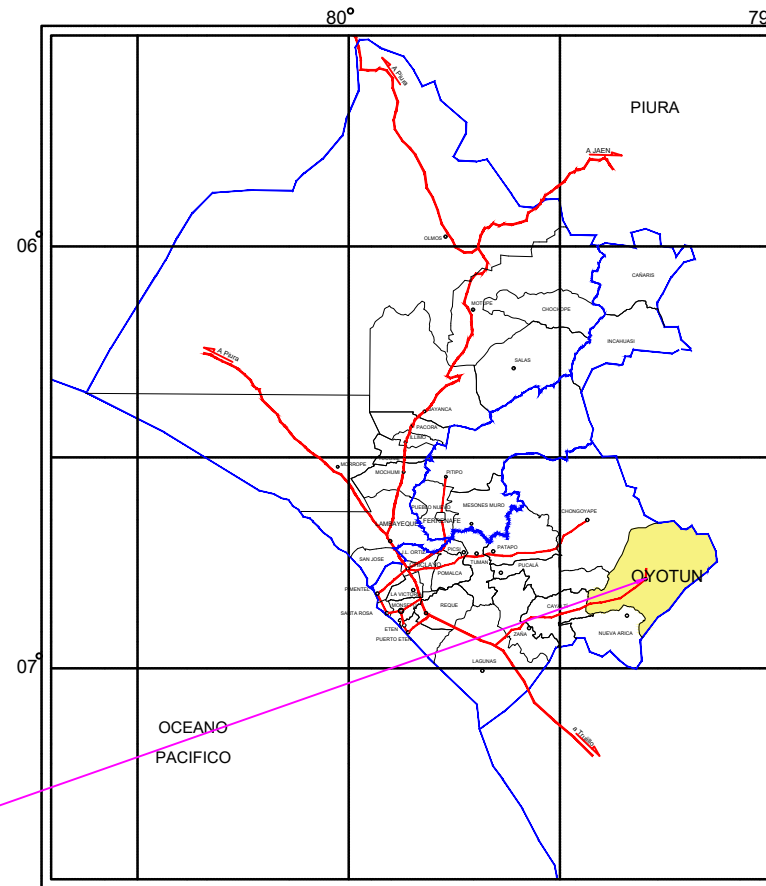
#### ***Subestructura***

E-03 DETALLE DE REFUERZO EN ESTRIBO, ARMADO SUPERIOR E  
INFERIOR EN ZAPATA DE ESTRIBO Y NEOPRENO

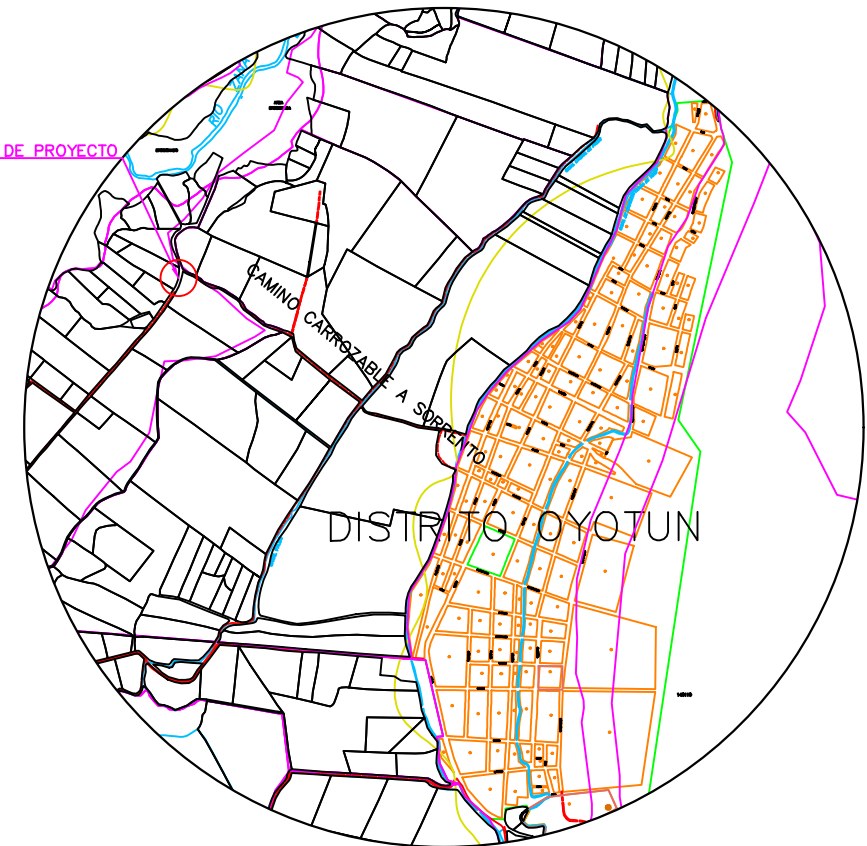
E-04 PLANO DE ELEVACION DE PILAR, DETALLE DE ARMADO  
SUPERIOR E INFERIOR EN CIMENTACION DEL PILAR Y DETALLE DE ACERO  
EN COLUMNA Y VIGA TRAVESAÑO



ZONA DEL PRYECTO

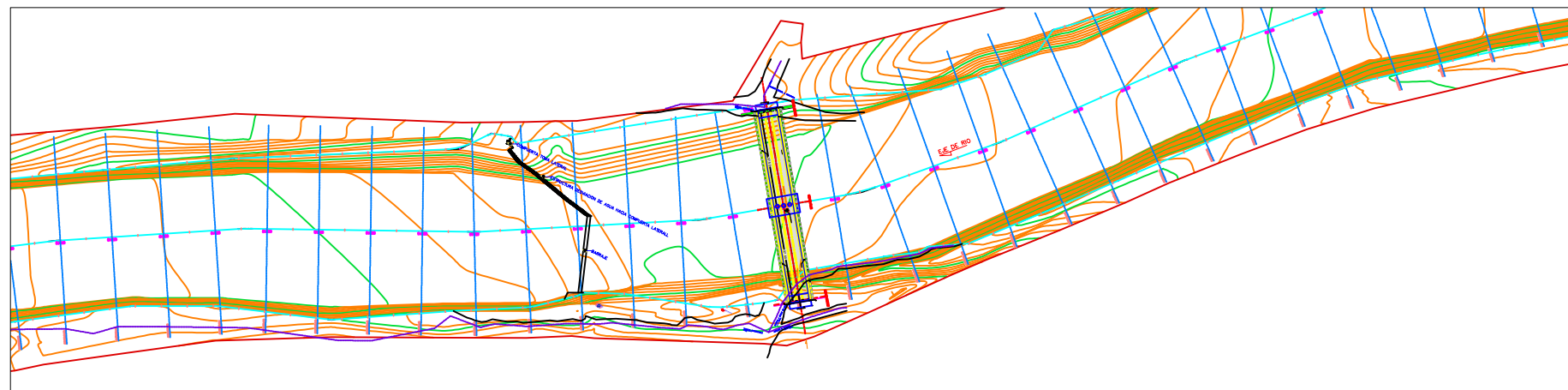


ZONA DE PROYECTO



### ESQUEMA DE UBICACIÓN

ESC: 1/20,000



686000.000 ESC: 1/25000

686500.000

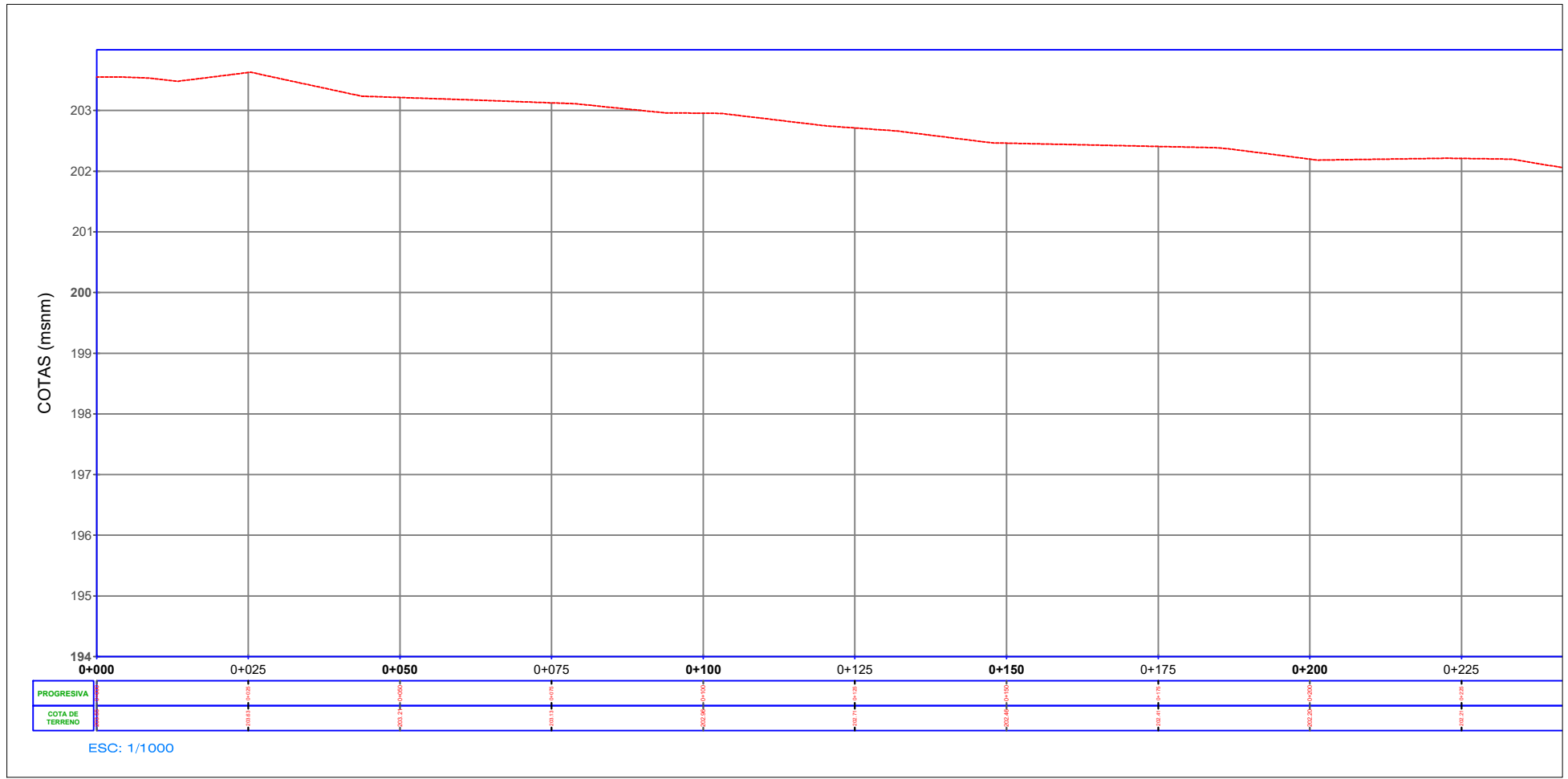
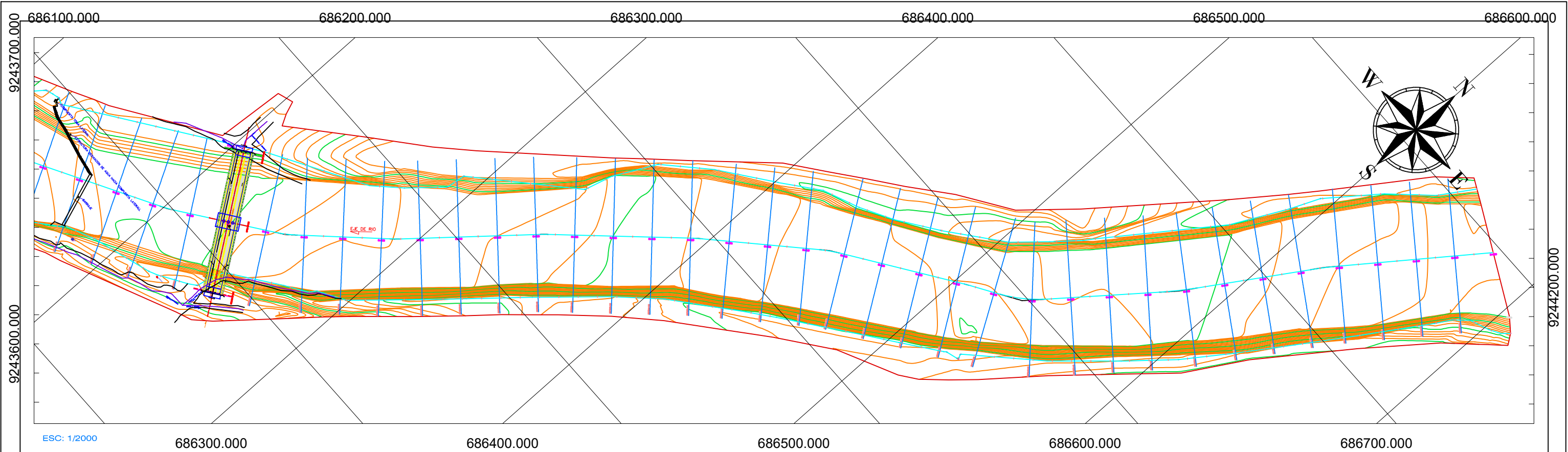
### PUNTOS DE CONTROL GEODESICO

| PUNTOS DE CONTROL GEODESICO |            |             |             |                                                                           |             |
|-----------------------------|------------|-------------|-------------|---------------------------------------------------------------------------|-------------|
| PTO                         | ESTE       | NORTE       | COTA        | DESCRIPCIÓN                                                               |             |
| PTO-01                      | 686224.699 | 9243670.599 | 201.83      | Hito de concreto con acero reforzado y placa de bronce de 7cm de diámetro |             |
| PUNTOS DE CONTROL GEODESICO |            |             |             |                                                                           |             |
| DATUM                       | PTO        | ESTE        | NORTE       | COTA                                                                      | DESCRIPCIÓN |
| WGS-84                      | BM-01      | 403004.021  | 8810367.437 | 3834.421                                                                  | BM-01       |

### UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

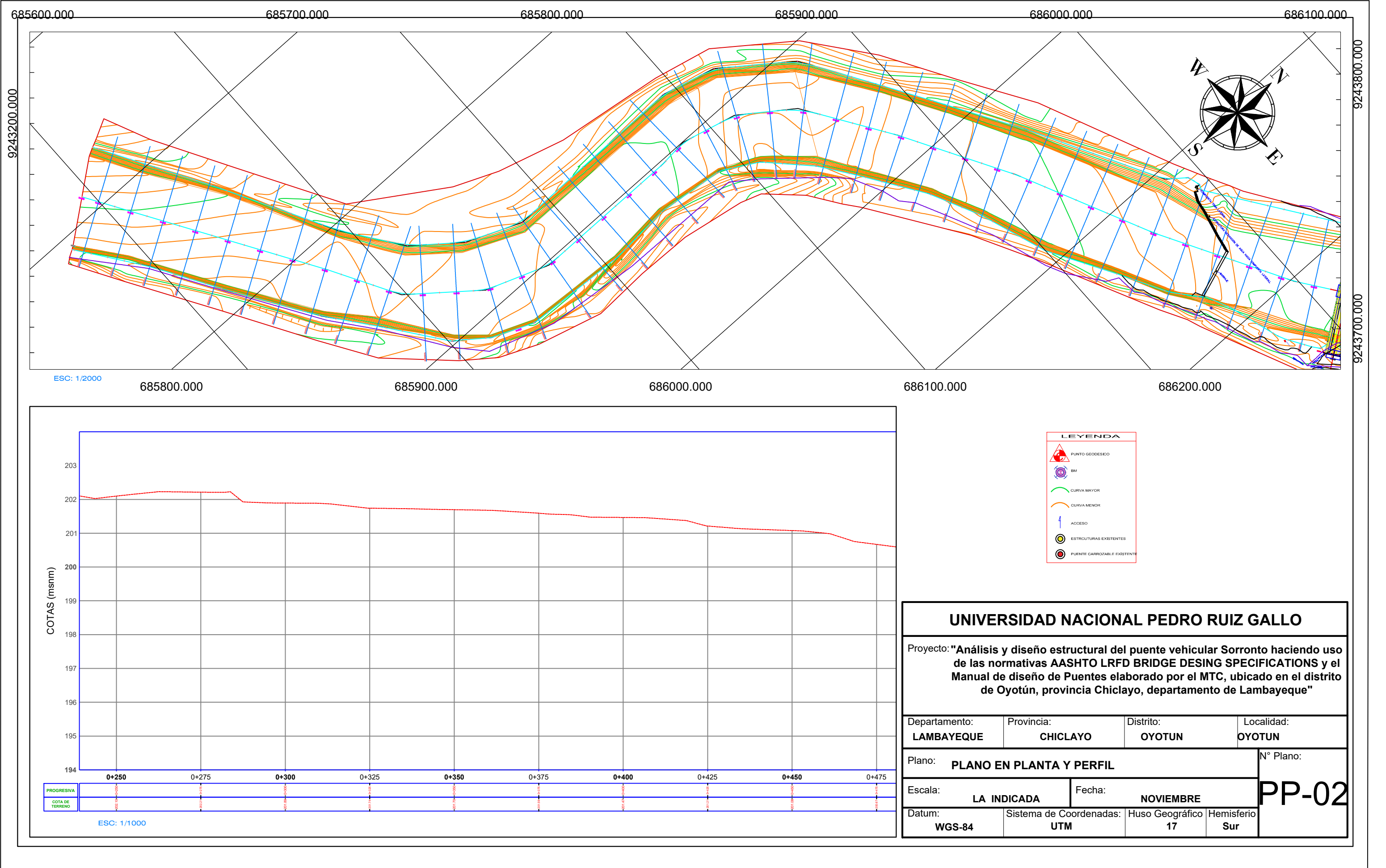
Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque"

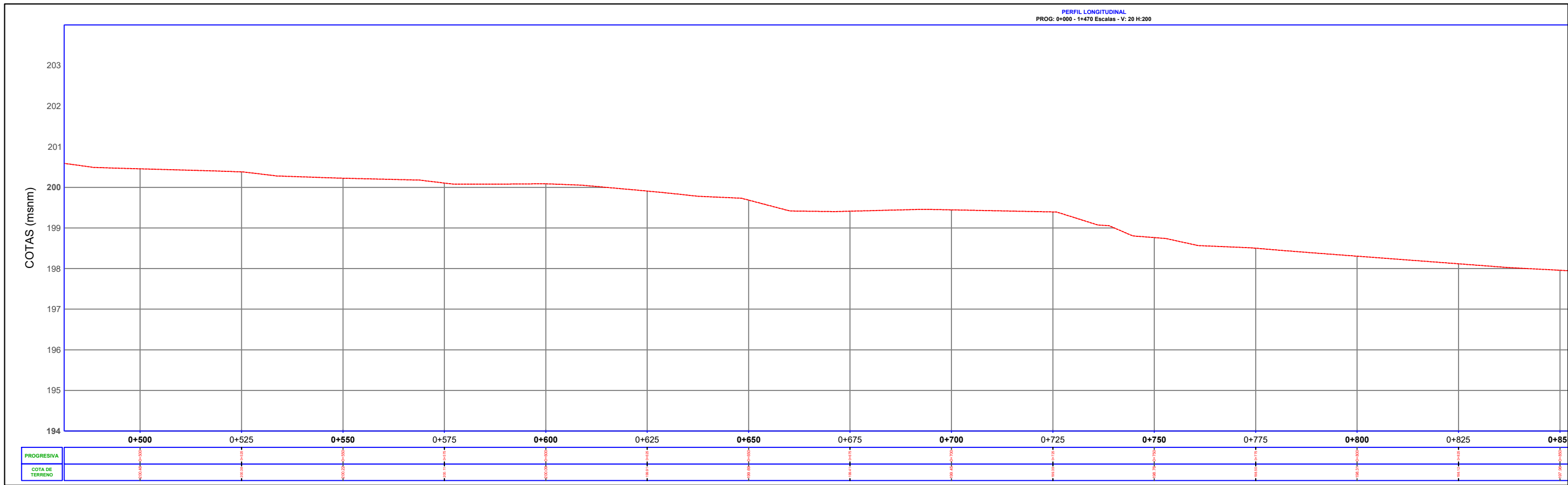
|                                                    |                                       |                               |                             |
|----------------------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| Departamento:<br><b>LAMBAYEQUE</b>                 | Provincia:<br><b>CHICLAYO</b>         | Distrito:<br><b>OYOTUN</b>    | Localidad:<br><b>OYOTUN</b> |
| Plano:<br><b>PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN</b> |                                       |                               | N° Plano:                   |
| Escala:<br><b>LA INDICADA</b>                      | Fecha:<br><b>NOVIEMBRE</b>            |                               | <b>UB-01</b>                |
| Datum:<br><b>WGS-84</b>                            | Sistema de Coordenadas:<br><b>UTM</b> | Huso Geográfico:<br><b>17</b> |                             |
|                                                    |                                       | Hemisferio:<br><b>Sur</b>     |                             |



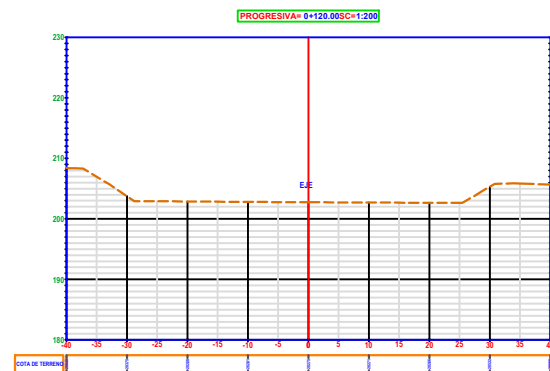
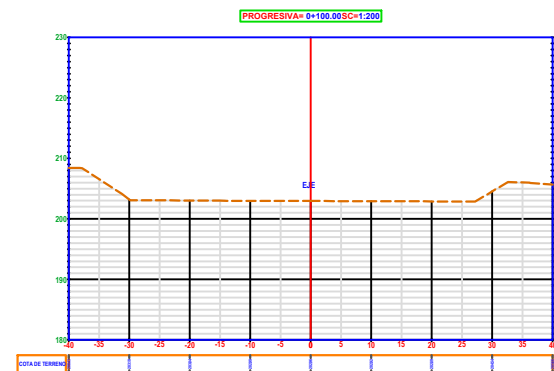
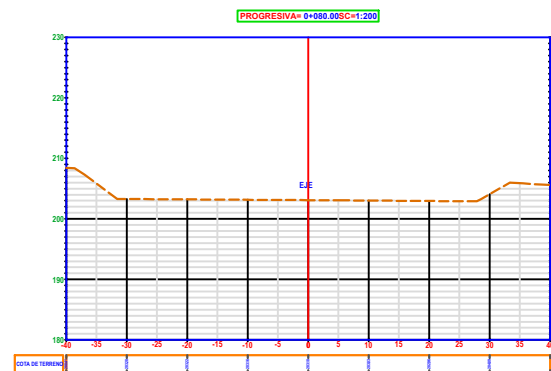
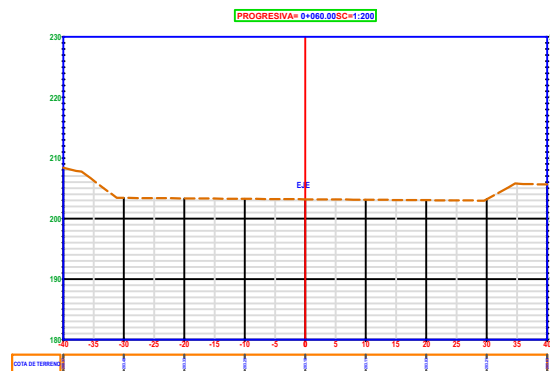
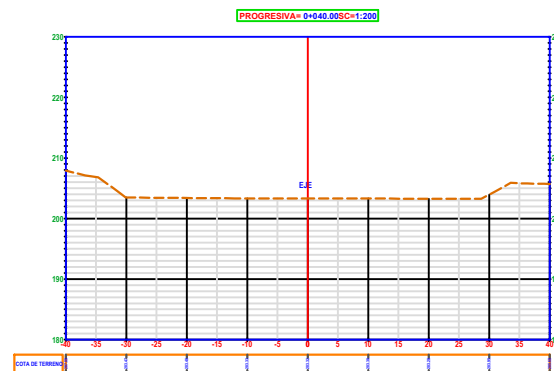
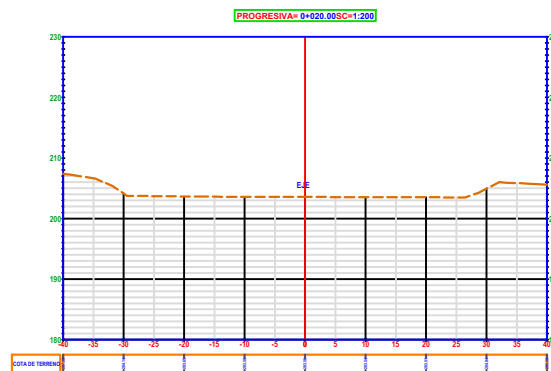
| LEYENDA |                             |
|---------|-----------------------------|
|         | PUNTO GEODESICO             |
|         | BM                          |
|         | CURVA MAYOR                 |
|         | CURVA MENOR                 |
|         | ACCESO                      |
|         | ESTRUCTURAS EXISTENTES      |
|         | PUENTE CARROZABLE EXISTENTE |

| UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO                                                                                                                                                                                                                                                   |                                |                       |                      |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|-----------------------|----------------------|
| Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque" |                                |                       |                      |
| Departamento:<br>LAMBAYEQUE                                                                                                                                                                                                                                                             | Provincia:<br>CHICLAYO         | Distrito:<br>OYOTUN   | Localidad:<br>OYOTUN |
| Plano: PLANO EN PLANTA Y PERFIL                                                                                                                                                                                                                                                         |                                |                       | N° Plano:<br>PP-01   |
| Escala: LA INDICADA                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                | Fecha: NOVIEMBRE      |                      |
| Datum:<br>WGS-84                                                                                                                                                                                                                                                                        | Sistema de Coordenadas:<br>UTM | Huso Geográfico<br>17 | Hemisferio<br>Sur    |





ESC: 1/1000



ESC: 1/1250

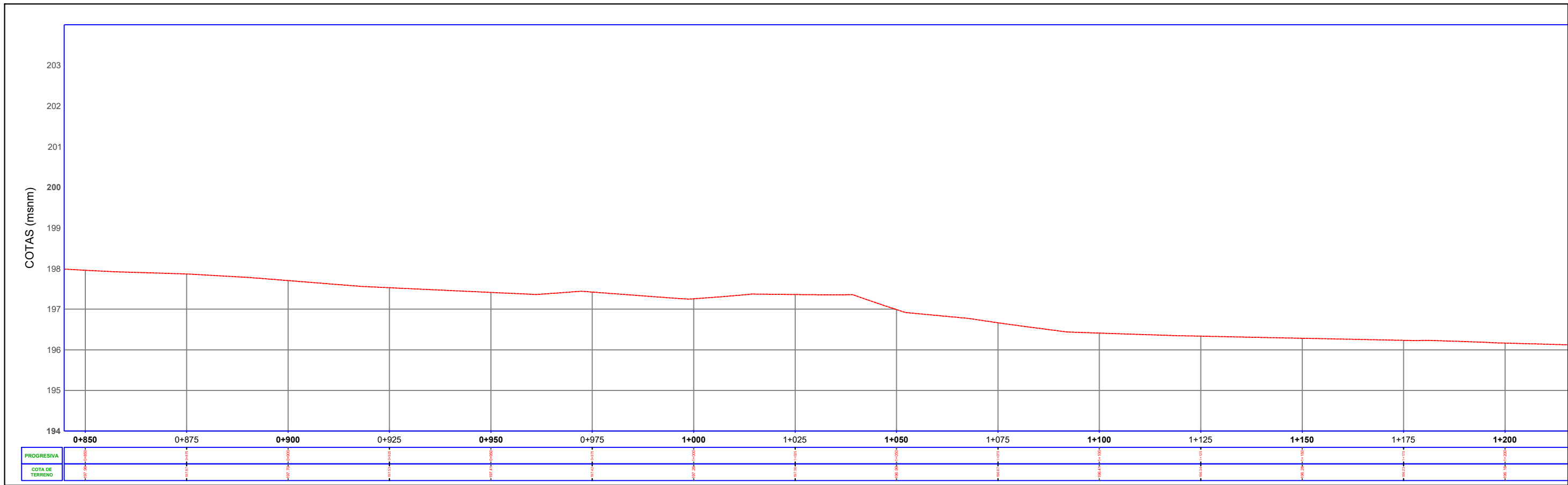
## UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque"

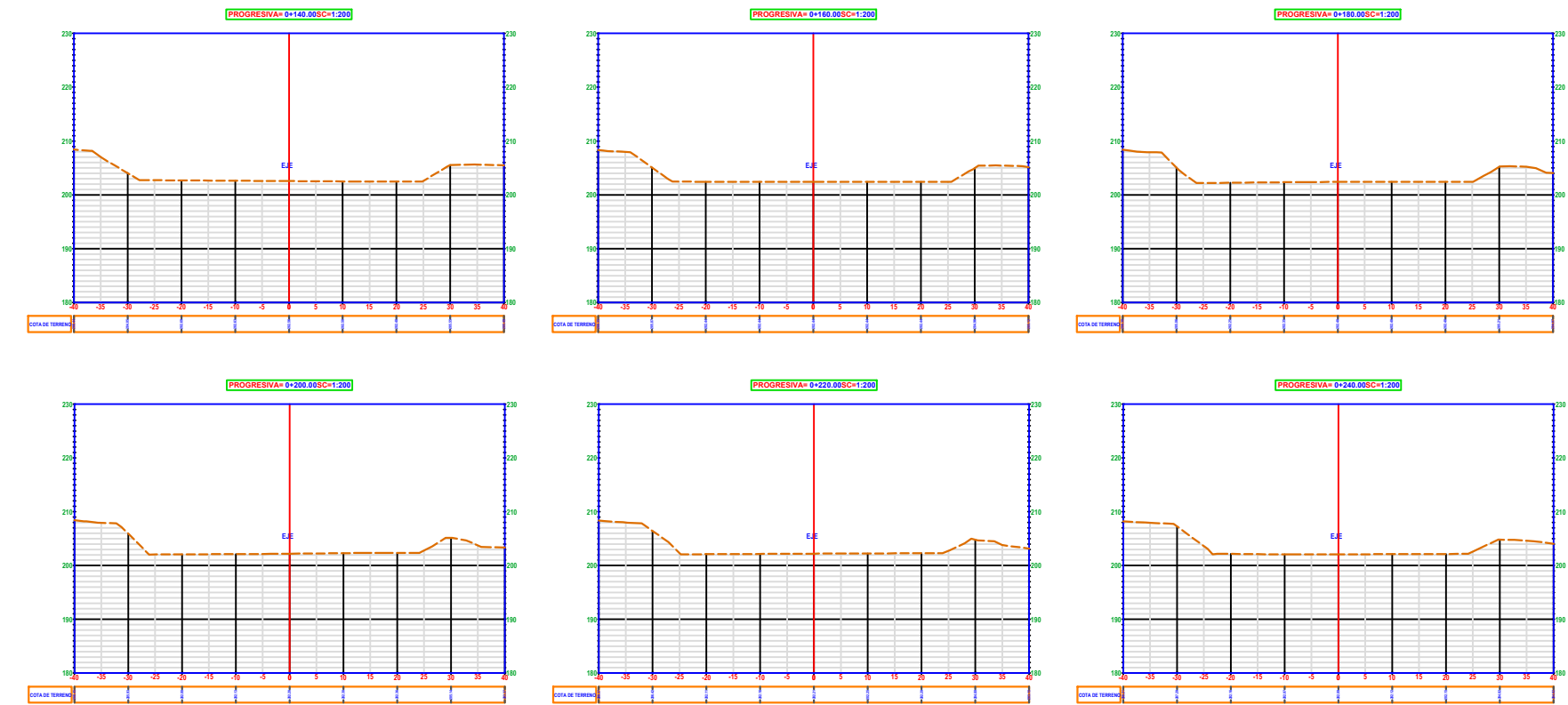
|                                                         |                                       |                              |                             |
|---------------------------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| Departamento:<br><b>LAMBAYEQUE</b>                      | Provincia:<br><b>CHICLAYO</b>         | Distrito:<br><b>OYOTUN</b>   | Localidad:<br><b>OYOTUN</b> |
| Plano: <b>PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES</b> |                                       |                              |                             |
| Escala:<br><b>LA INDICADA</b>                           |                                       | Fecha:<br><b>NOVIEMBRE</b>   |                             |
| Datum:<br><b>WGS-84</b>                                 | Sistema de Coordenadas:<br><b>UTM</b> | Huso Geográfico<br><b>17</b> | Hemisferio<br><b>Sur</b>    |

N° Plano:

**PS-01**

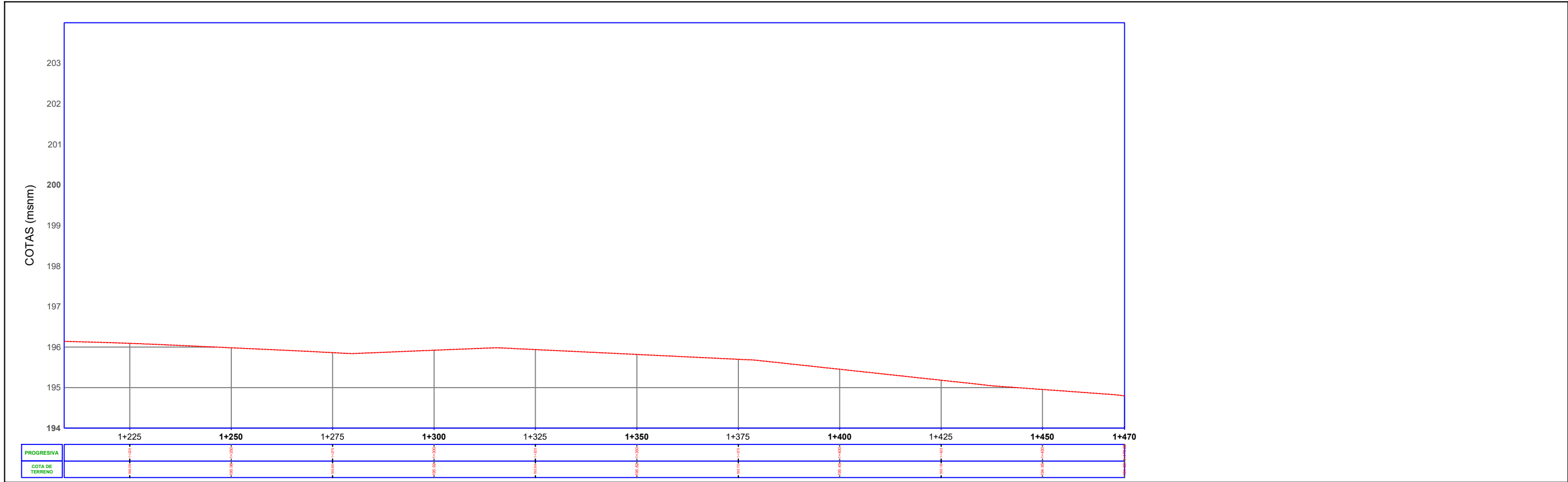


ESC: 1/1000

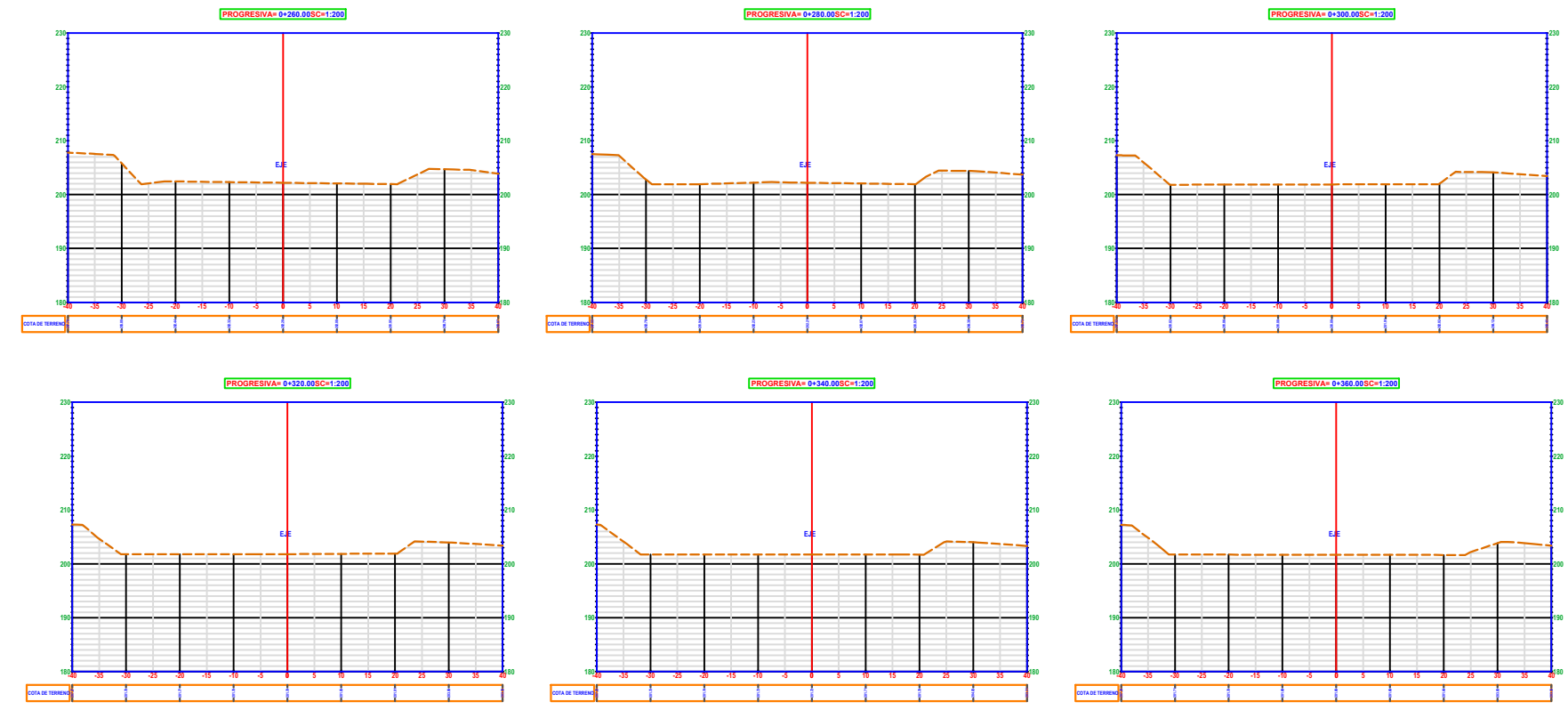


ESC: 1/1250

| UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO                                                                                                                                                                                                                                                   |                                |                       |                      |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|-----------------------|----------------------|-----------|
| Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque" |                                |                       |                      |           |
| Departamento:<br>LAMBAYEQUE                                                                                                                                                                                                                                                             | Provincia:<br>CHICLAYO         | Distrito:<br>OYOTUN   | Localidad:<br>OYOTUN |           |
| Plano: PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES                                                                                                                                                                                                                                        |                                |                       |                      | N° Plano: |
| Escala:<br>LA INDICADA                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                | Fecha:<br>NOVIEMBRE   |                      | PS-02     |
| Datum:<br>WGS-84                                                                                                                                                                                                                                                                        | Sistema de Coordenadas:<br>UTM | Huso Geográfico<br>17 | Hemisferio<br>Sur    |           |

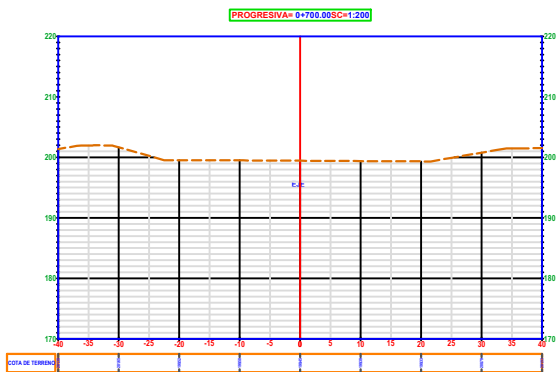
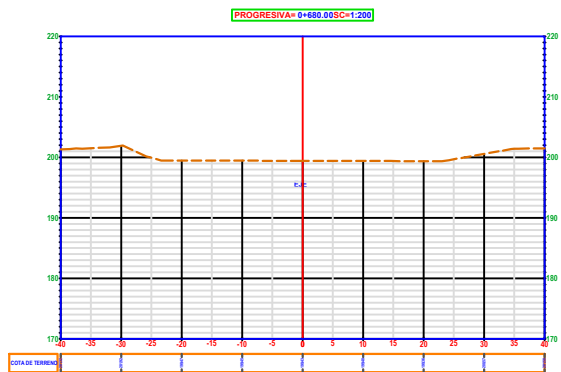
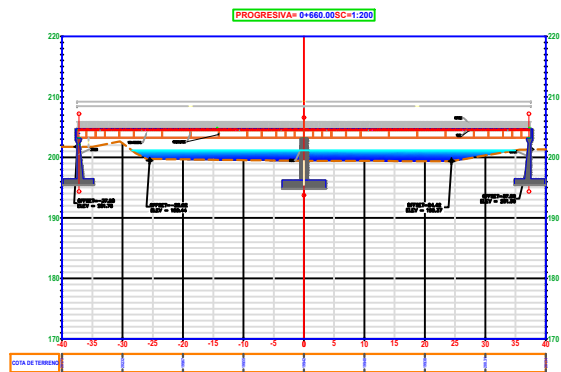
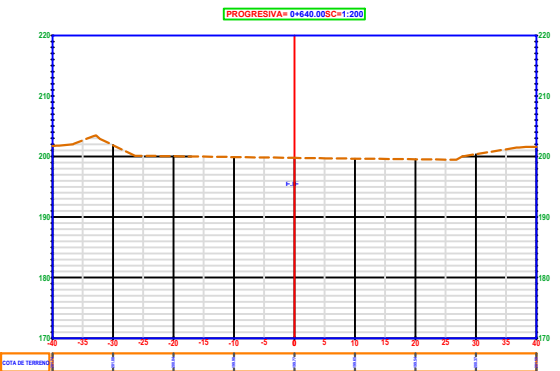
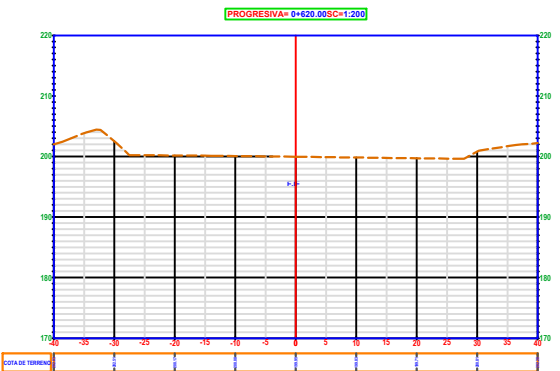
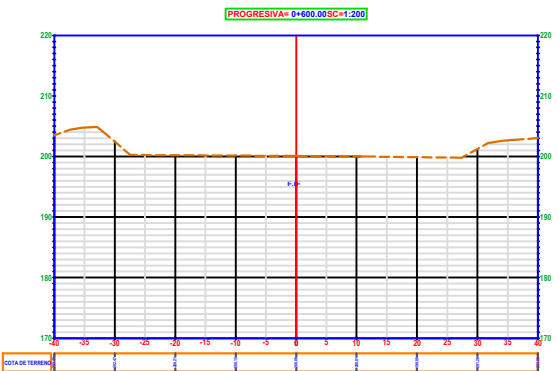
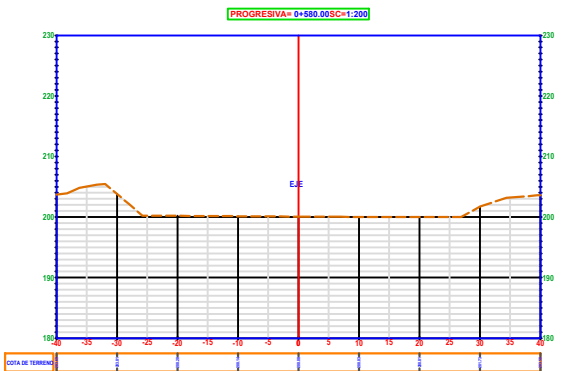
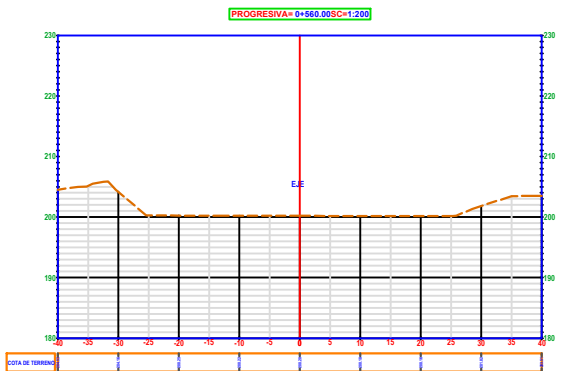
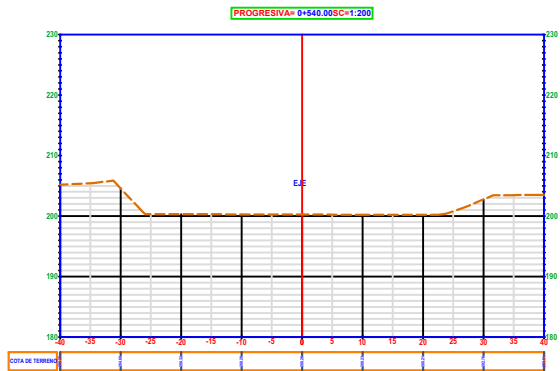
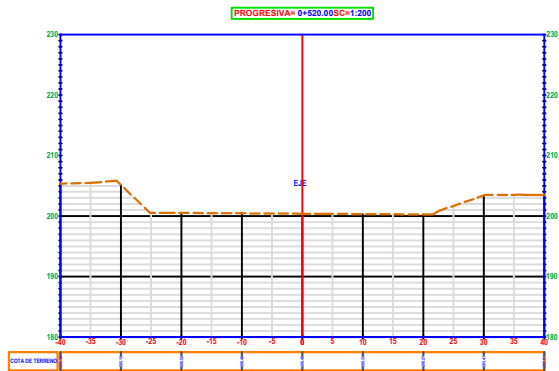
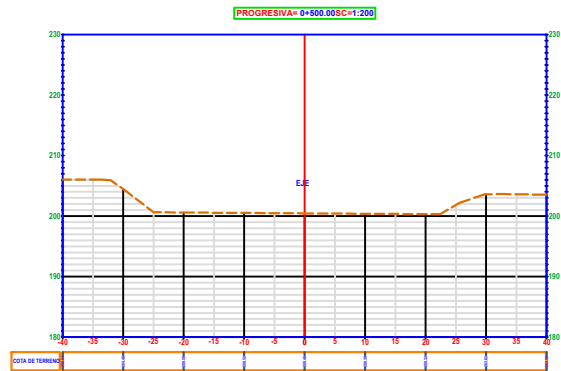
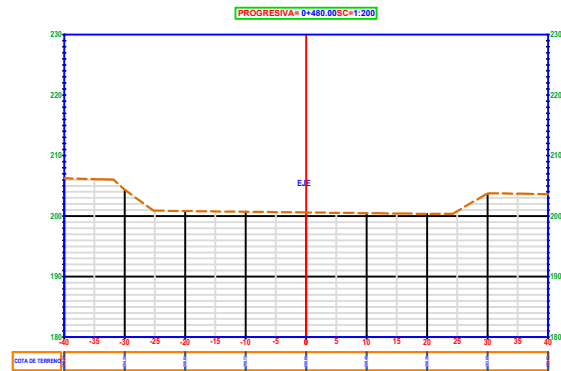
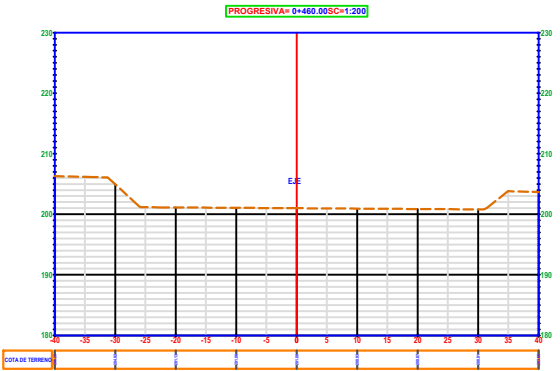
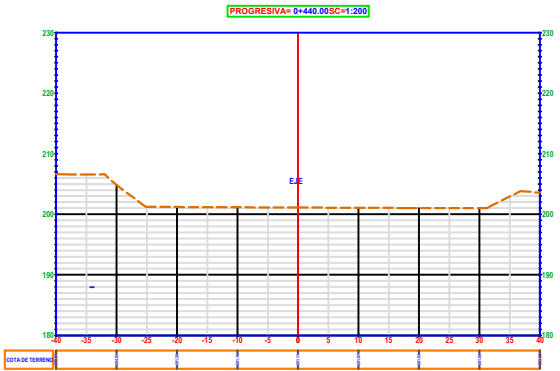
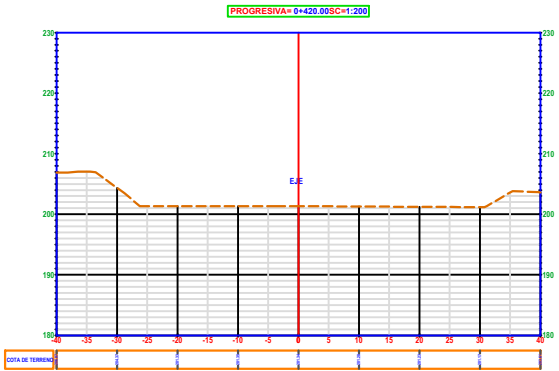
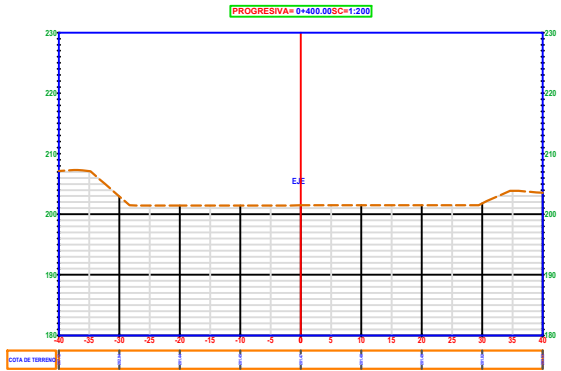
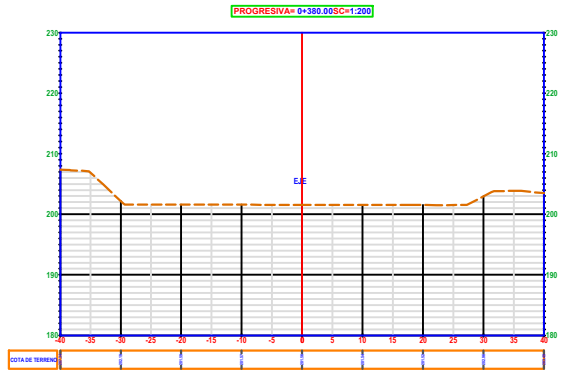


ESC: 1/1000



ESC: 1/1250

|                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                                |                       |                               |                   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------|
| UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO                                                                                                                                                                                                                                                   |                                |                       |                               |                   |
| Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque" |                                |                       |                               |                   |
| Departamento:<br>LAMBAYEQUE                                                                                                                                                                                                                                                             | Provincia:<br>CHICLAYO         | Distrito:<br>OYOTUN   | Localidad:<br>OYOTUN          |                   |
| Plano: PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES                                                                                                                                                                                                                                        |                                |                       | N° Plano:<br><br><b>PS-03</b> |                   |
| Escala:<br>LA INDICADA                                                                                                                                                                                                                                                                  | Fecha:<br>NOVIEMBRE            |                       |                               |                   |
| Datum:<br>WGS-84                                                                                                                                                                                                                                                                        | Sistema de Coordenadas:<br>UTM | Huso Geográfico<br>17 |                               | Hemisferio<br>Sur |



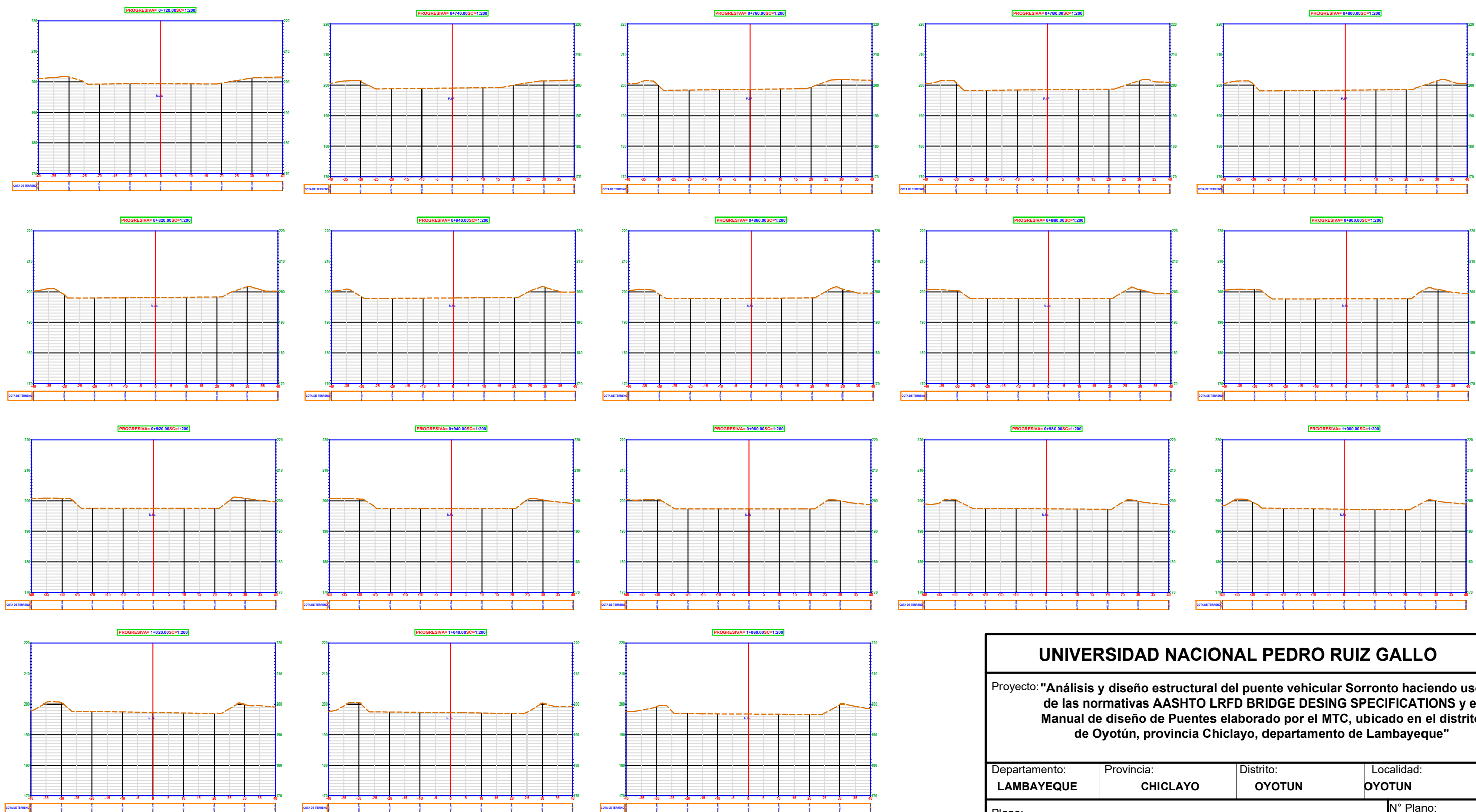
ESC: 1/1250

## UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque"

|                                                         |                                       |                              |                             |
|---------------------------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| Departamento:<br><b>LAMBAYEQUE</b>                      | Provincia:<br><b>CHICLAYO</b>         | Distrito:<br><b>OYOTUN</b>   | Localidad:<br><b>OYOTUN</b> |
| Plano: <b>PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES</b> |                                       |                              |                             |
| Escala:<br><b>LA INDICADA</b>                           |                                       | Fecha:<br><b>NOVIEMBRE</b>   |                             |
| Datum:<br><b>WGS-84</b>                                 | Sistema de Coordenadas:<br><b>UTM</b> | Huso Geográfico<br><b>17</b> | Hemisferio<br><b>Sur</b>    |

N° Plano:  
**ST-01**



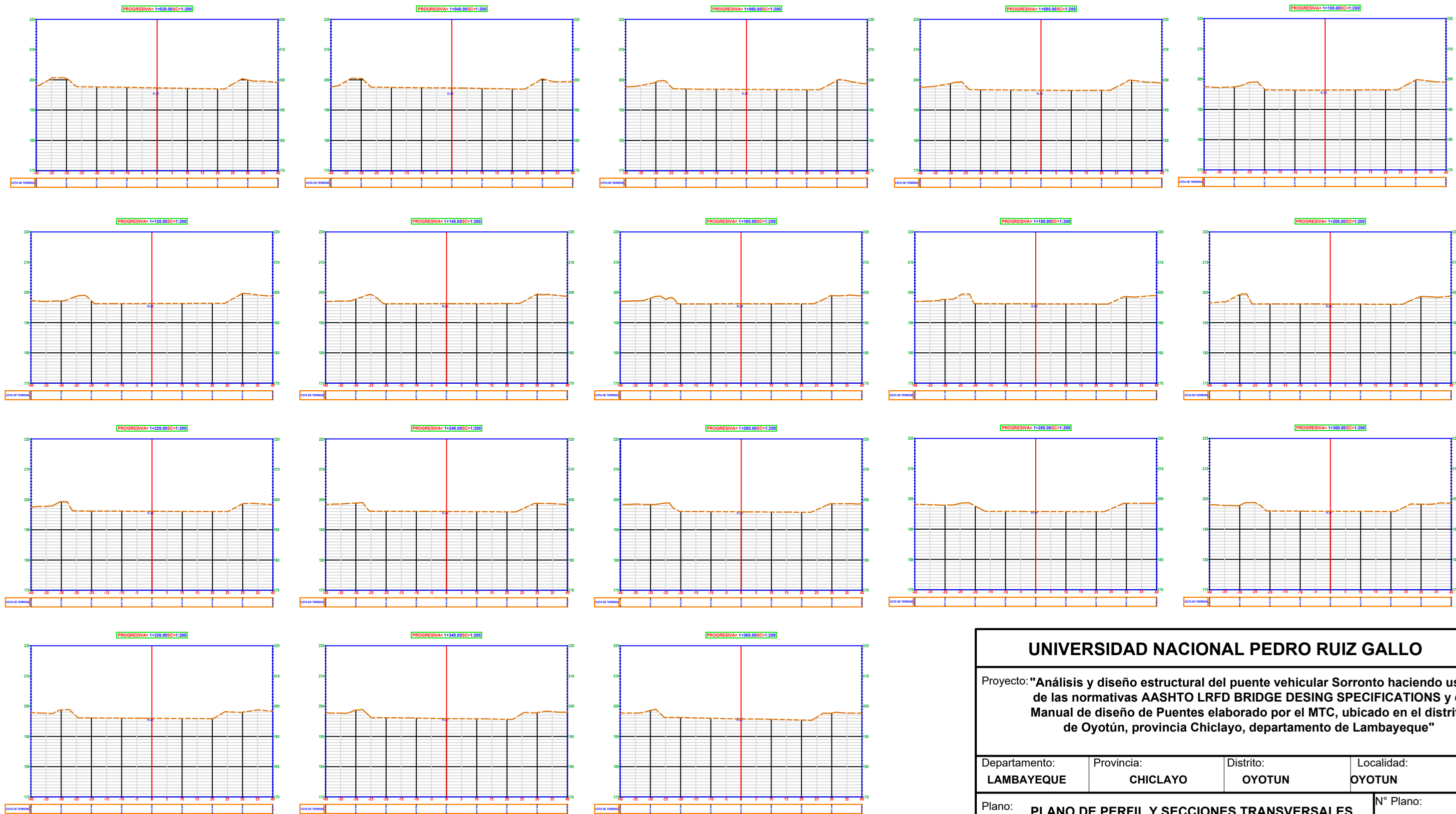
ESC: 1/1250

## UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque"

|                                                         |                                       |                              |                             |
|---------------------------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| Departamento:<br><b>LAMBAYEQUE</b>                      | Provincia:<br><b>CHICLAYO</b>         | Distrito:<br><b>OYOTUN</b>   | Localidad:<br><b>OYOTUN</b> |
| Plano: <b>PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES</b> |                                       |                              |                             |
| Escala:<br><b>LA INDICADA</b>                           |                                       | Fecha:<br><b>NOVIEMBRE</b>   |                             |
| Datum:<br><b>WGS-84</b>                                 | Sistema de Coordenadas:<br><b>UTM</b> | Huso Geográfico<br><b>17</b> | Hemisferio<br><b>Sur</b>    |

N° Plano:  
**ST-02**



ESC: 1/1250

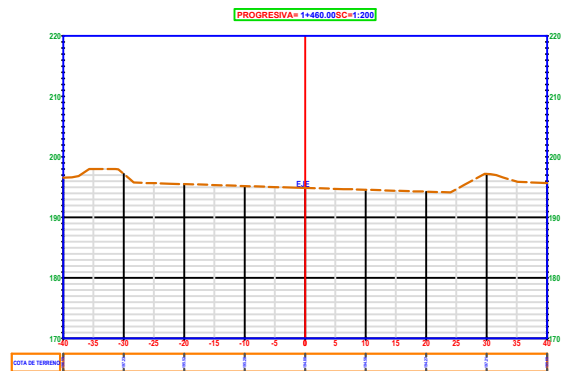
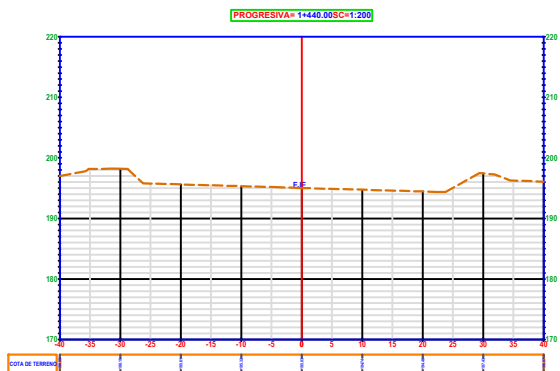
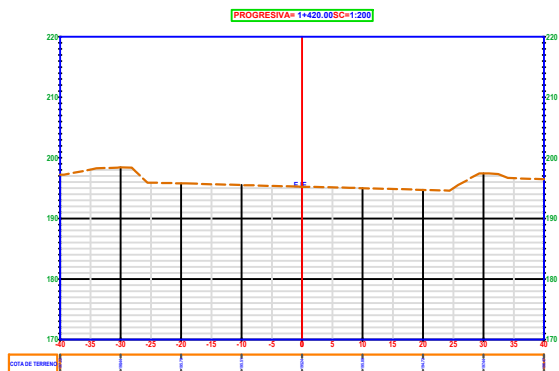
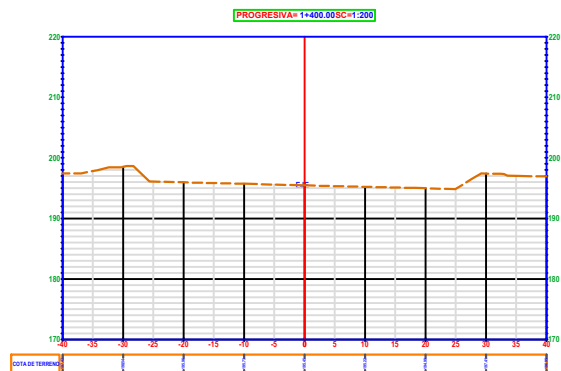
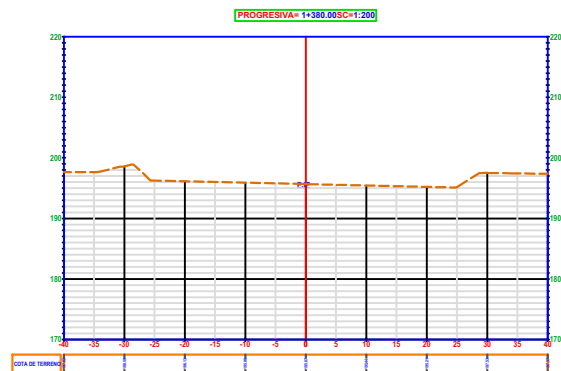
## UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque"

|                                                         |                                       |                              |                             |
|---------------------------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| Departamento:<br><b>LAMBAYEQUE</b>                      | Provincia:<br><b>CHICLAYO</b>         | Distrito:<br><b>OYOTUN</b>   | Localidad:<br><b>OYOTUN</b> |
| Plano: <b>PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES</b> |                                       |                              |                             |
| Escala:<br><b>LA INDICADA</b>                           |                                       | Fecha:<br><b>NOVIEMBRE</b>   |                             |
| Datum:<br><b>WGS-84</b>                                 | Sistema de Coordenadas:<br><b>UTM</b> | Huso Geográfico<br><b>17</b> | Hemisferio<br><b>Sur</b>    |

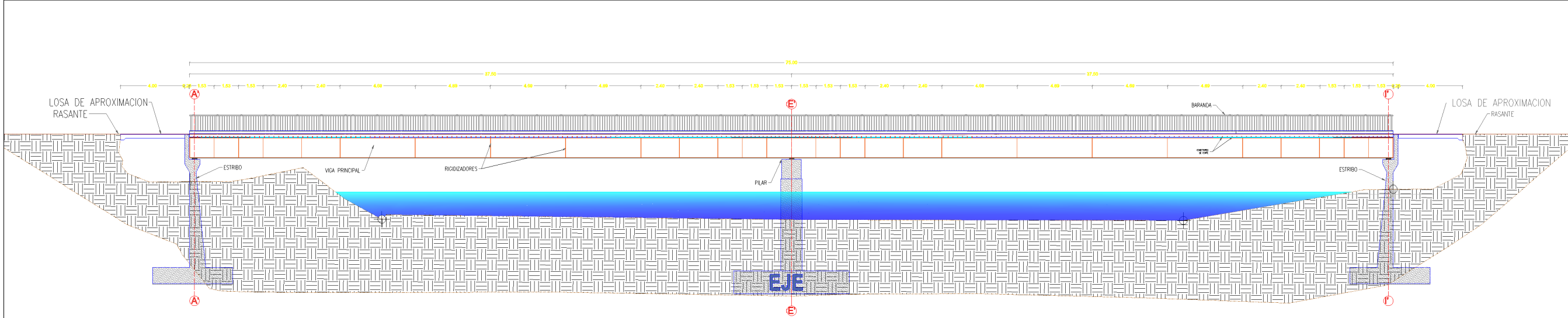
N° Plano:  
**ST-03**

Nº Plano:  
**ST-04**

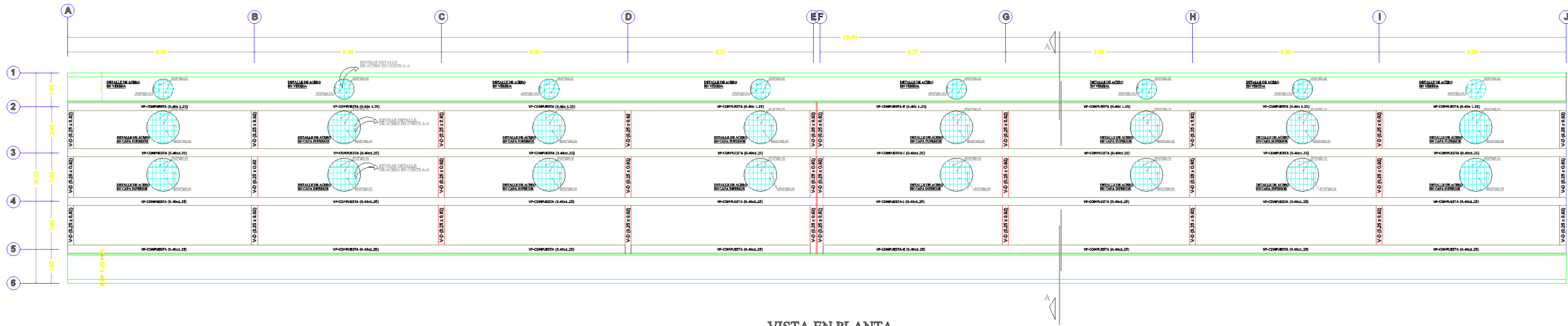


ESC: 1/1250

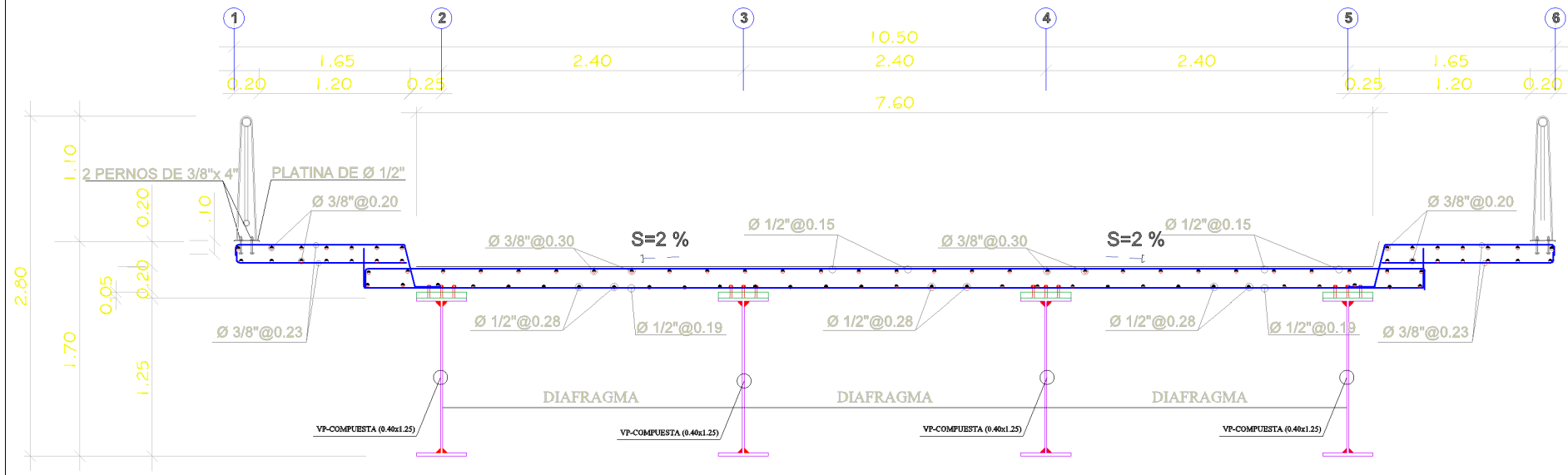
| UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO                                                                                                                                                                                                                                                   |                                |                       |                               |  |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|-----------------------|-------------------------------|--|
| Proyecto: "Análisis y diseño estructural del puente vehicular Sorronto haciendo uso de las normativas AASHTO LRFD BRIDGE DESING SPECIFICATIONS y el Manual de diseño de Puentes elaborado por el MTC, ubicado en el distrito de Oyotún, provincia Chiclayo, departamento de Lambayeque" |                                |                       |                               |  |
| Departamento:<br>LAMBAYEQUE                                                                                                                                                                                                                                                             | Provincia:<br>CHICLAYO         | Distrito:<br>OYOTUN   | Localidad:<br>OYOTUN          |  |
| Plano: PLANO DE PERFIL Y SECCIONES TRANSVERSALES                                                                                                                                                                                                                                        |                                |                       | N° Plano:<br><div>ST-05</div> |  |
| Escala:<br>LA INDICADA                                                                                                                                                                                                                                                                  | Fecha:<br>NOVIEMBRE            |                       |                               |  |
| Datum:<br>WGS-84                                                                                                                                                                                                                                                                        | Sistema de Coordenadas:<br>UTM | Huso Geográfico<br>17 |                               |  |



VISTA LATERAL  
ESCALA: 1 / 275



VISTA EN PLANTA  
ESCALA: 1 / 250



CORTE A-A  
ESCALA: 1 / 50

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD. CARGA VIVA DE DISEÑO HL-93

### MATERIALES

|                                                                                            |                                                |                                                                        |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| f <sub>c</sub> = 280 kg/cm <sup>2</sup>                                                    | SUPERESTRUCTURA<br>LOSA DEL TABLERO<br>VEREDAS | CEMENTO: PORTLAND TIPO V<br>ITINTEC - 334.009 ASTM 150                 |
|                                                                                            |                                                | AGREGADOS GRUESOS Y FINOS<br>ITINTEC: 400.037                          |
| f <sub>c</sub> = 140 kg/cm <sup>2</sup>                                                    | SOLADO                                         | ACERO Fy= 4200 kg/cm <sup>2</sup><br>ASTM A 615 G-60 / ITINTEC 341.031 |
| VIGAS PRINCIPALES _____ Viga de acero de sección doble T. Acero estructural A709M grado 50 |                                                |                                                                        |
| VIGA DIAFRAGMA _____ Viga de acero de sección doble T. Acero estructural A709M grado 50    |                                                |                                                                        |
| RIGIDIZADORES _____ Placa de acero de sección laminar. Acero estructural A572M grado 50    |                                                |                                                                        |
| CONECTORES DE CORTE _____ Pernos de acero de tipo Stud Ø 3 / 4". Acero estructural ASTM108 |                                                |                                                                        |
| Soldadura _____ Arco de perno                                                              |                                                |                                                                        |
| Peso específico del acero estructural _____ 7850 kg/cm <sup>3</sup>                        |                                                |                                                                        |
| Peso específico del concreto _____ 2400 kg/cm <sup>3</sup>                                 |                                                |                                                                        |
| Peso específico del asfalto _____ 2240 kg/cm <sup>3</sup>                                  |                                                |                                                                        |

### RECUBRIMIENTOS

|                  |        |
|------------------|--------|
| SUPERESTRUCTURA  |        |
| LOSA DEL TABLERO | 4.0 cm |
| VEREDAS          | 4.0 cm |

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL SISTEMAS Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



NORTE MAGNETICO:



|                           |         |
|---------------------------|---------|
| NOMBRES                   | CODIGO: |
| AGUILAR SAAVEDRA KATHERYN | 170560H |
| CALDERON ZULUETA NATHALY  | 160449G |

|                                |
|--------------------------------|
| PUENTES                        |
| ASESOR                         |
| Ing. RODRIGUEZ SERQUÉN ARTURO. |
| LOCALIZACIÓN                   |

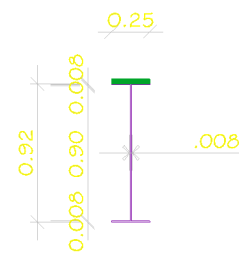


|                           |
|---------------------------|
| PROVINCIA : CHICLAYO      |
| DISTRITO : OYOTÚN         |
| CENTRO POBLADO : SORRONTO |

|                                       |
|---------------------------------------|
| PROYECTO :                            |
| PROPUESTA PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA |

|                                                                     |
|---------------------------------------------------------------------|
| DESCRIPCION DEL PLANO:                                              |
| ESQUEMA GENERAL-SECCIÓN COMPUESTA                                   |
| DETALLE DE REFUERZO SUPERIOR E INFERIOR EN LOSA - SECCION COMPUESTA |

|            |          |
|------------|----------|
| FECHA:     | LÁMINA : |
| MARZO 2026 | E-01     |
| ESCALA:    |          |
| INDICADA   |          |

V-D

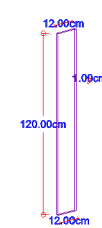
### RIGIZADOR TRANSVERSAL DE DOBLE PLACA



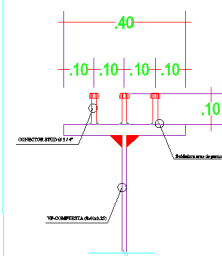
### RIGIZADOR TRANSVERSAL DE DOBLE PLACA



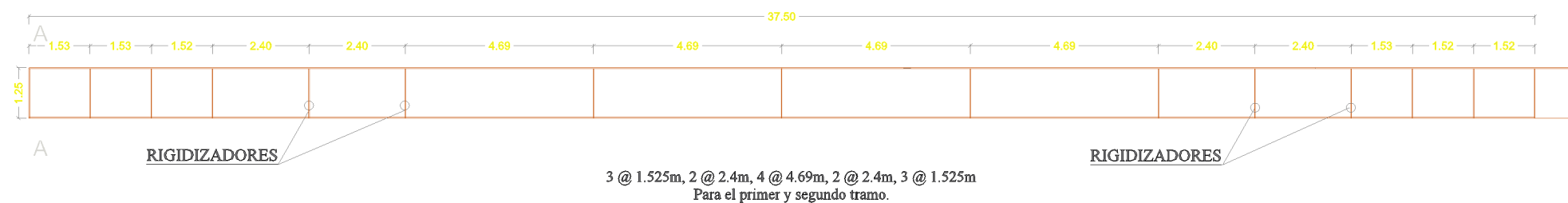
### RIGIZADOR TRANSVERSAL DE UNA PLACA



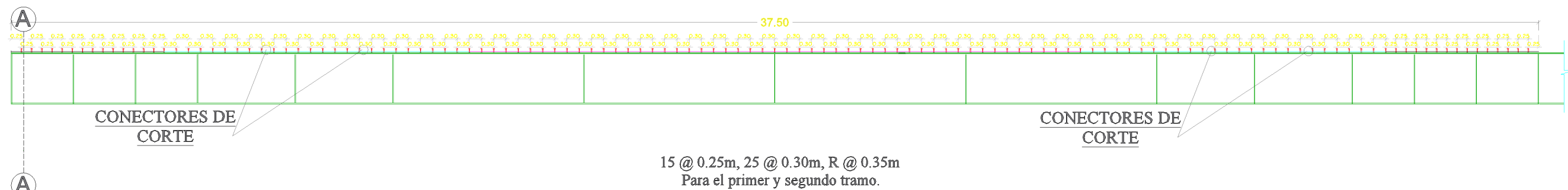
### CONECTOR DE CORTE



## DESARROLLO LONGITUDINAL DE RIGIDIZADORES EN VP-COMPUESTA



## DESARROLLO LONGITUDINAL DE CONECTORES EN VP-COMPUESTA



NORTE MAGNETICO:



PUENTES

**ASESOR**

Ing. RODRIGUEZ SERQUÉN ARTURO.

LOCALIZACIÓN



PROVINCIA : CHICLAYO  
DISTRITO : OYOTÚN  
CENTRO POBLADO : SORRONTO

PROYECTO :  
**PROPUESTA PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA**

DESCRIPCION DEL PLANO:  
DETALLE DE RIGIDIZADORES Y CONECTORES  
DE CORTE DE VIGA COMPUESTA  
DETALLE DE SECCION VIGA COMPUESTA  
DETALLE DE SECCION VIGA DIAFRAGMA

FECHA:  
MARZO 2026

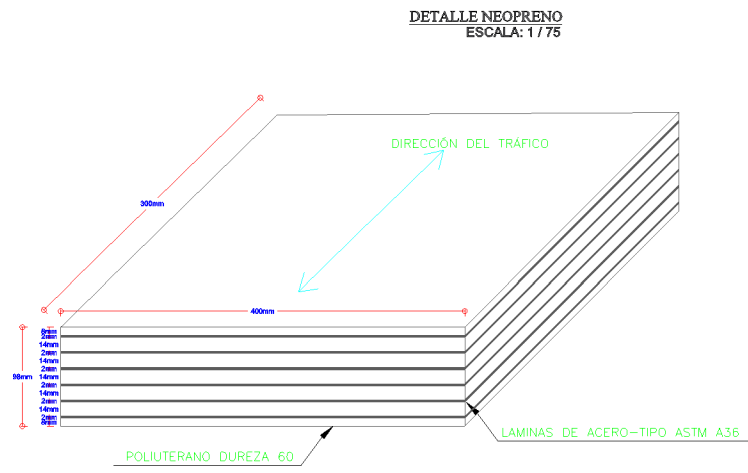
ESCALA:  
INDICADA

AMINA :

E-02



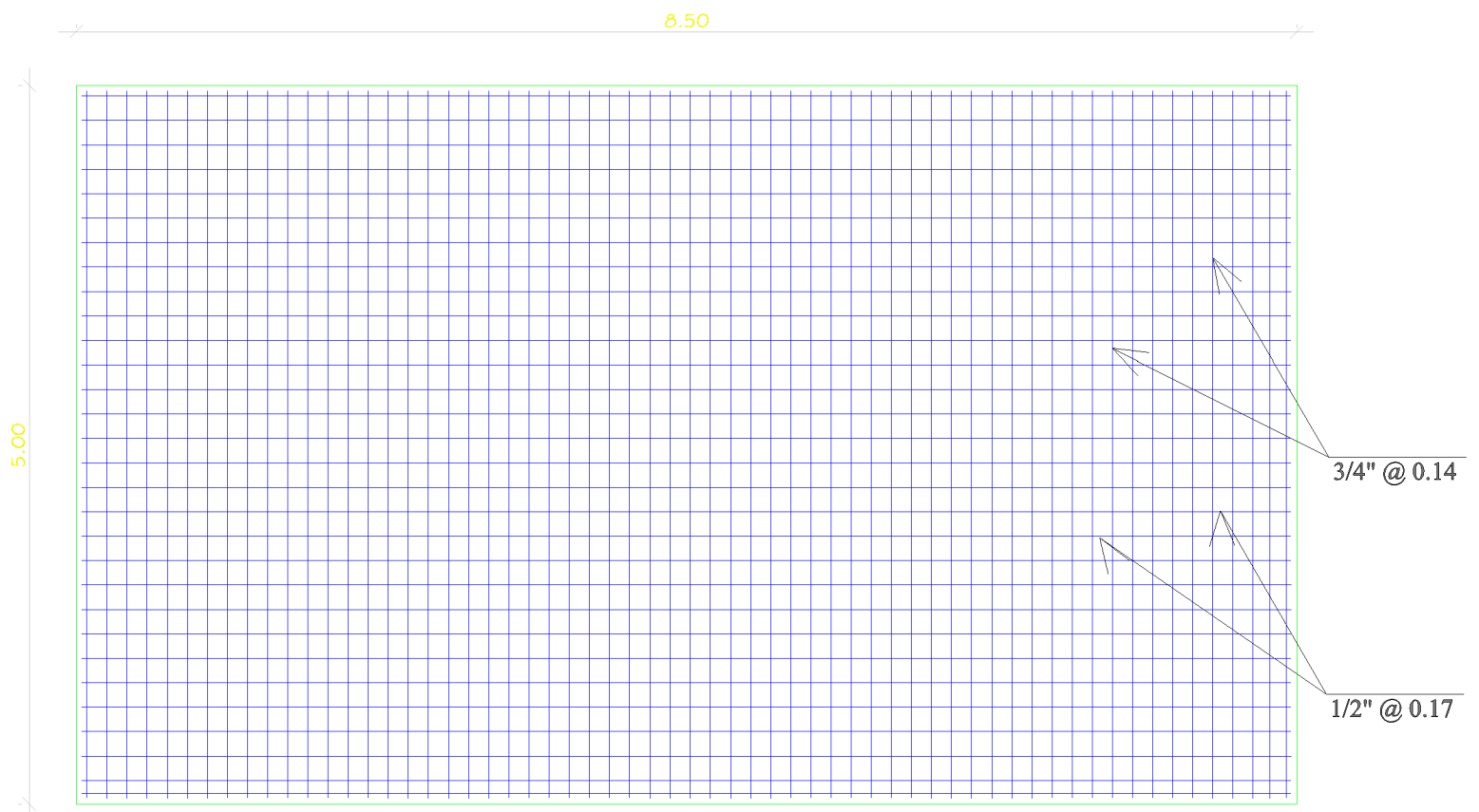
CORTE C-C  
ESCALA: 1 / 75



DETALLE NEOPRENO  
ESCALA: 1 / 75

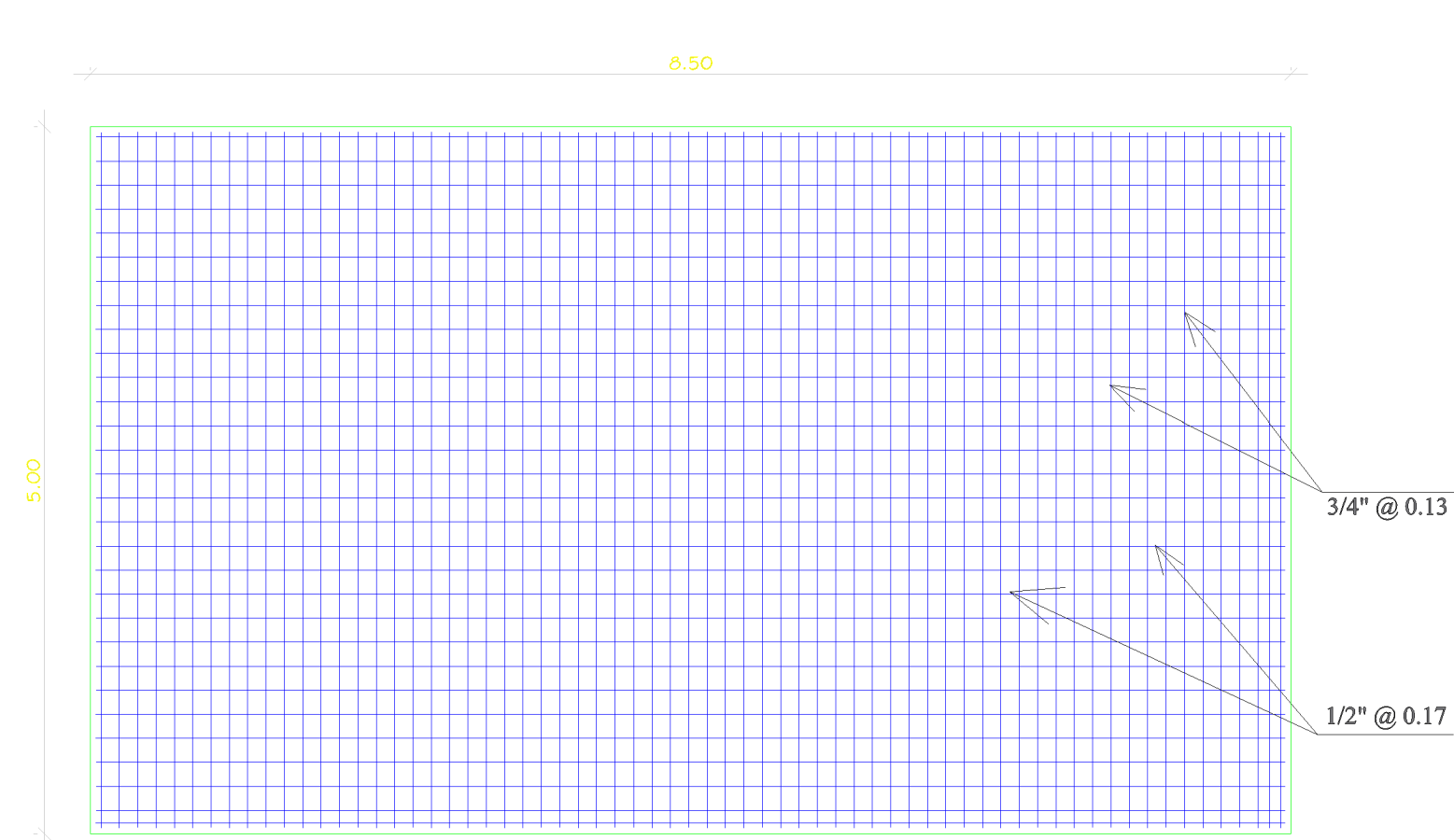
## ZAPATA ARMADURA SUPERIOR - ESTRIBO

ESCALA: 1 / 50



## ZAPATA ARMADURA INFERIOR - ESTRIBO

ESCALA: 1 / 50



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO  
RUIZ GALLO  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL SISTEMAS Y  
ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



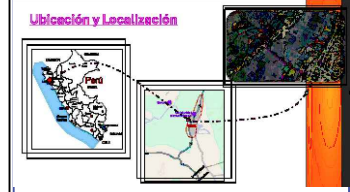
NORTE MAGNETICO:



| NOMBRES                   | CODIGO: |
|---------------------------|---------|
| AGUILAR SAAVEDRA KATHERYN | 170560H |
| CALDERON ZULUETA NATHALY  | 160449G |

ASESOR  
Ing. RODRIGUEZ SERQUEN ARTURO.

LOCALIZACIÓN



PROVINCIA : CHICLAYO  
DISTRITO : OYOTÚN  
CENTRO POBLADO : SORRONTO

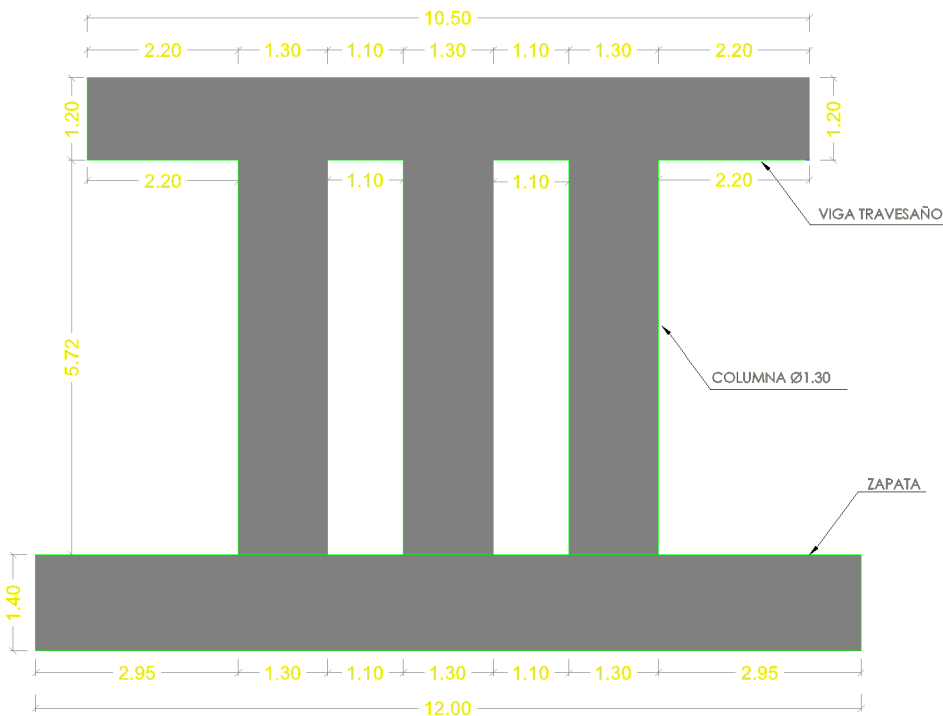
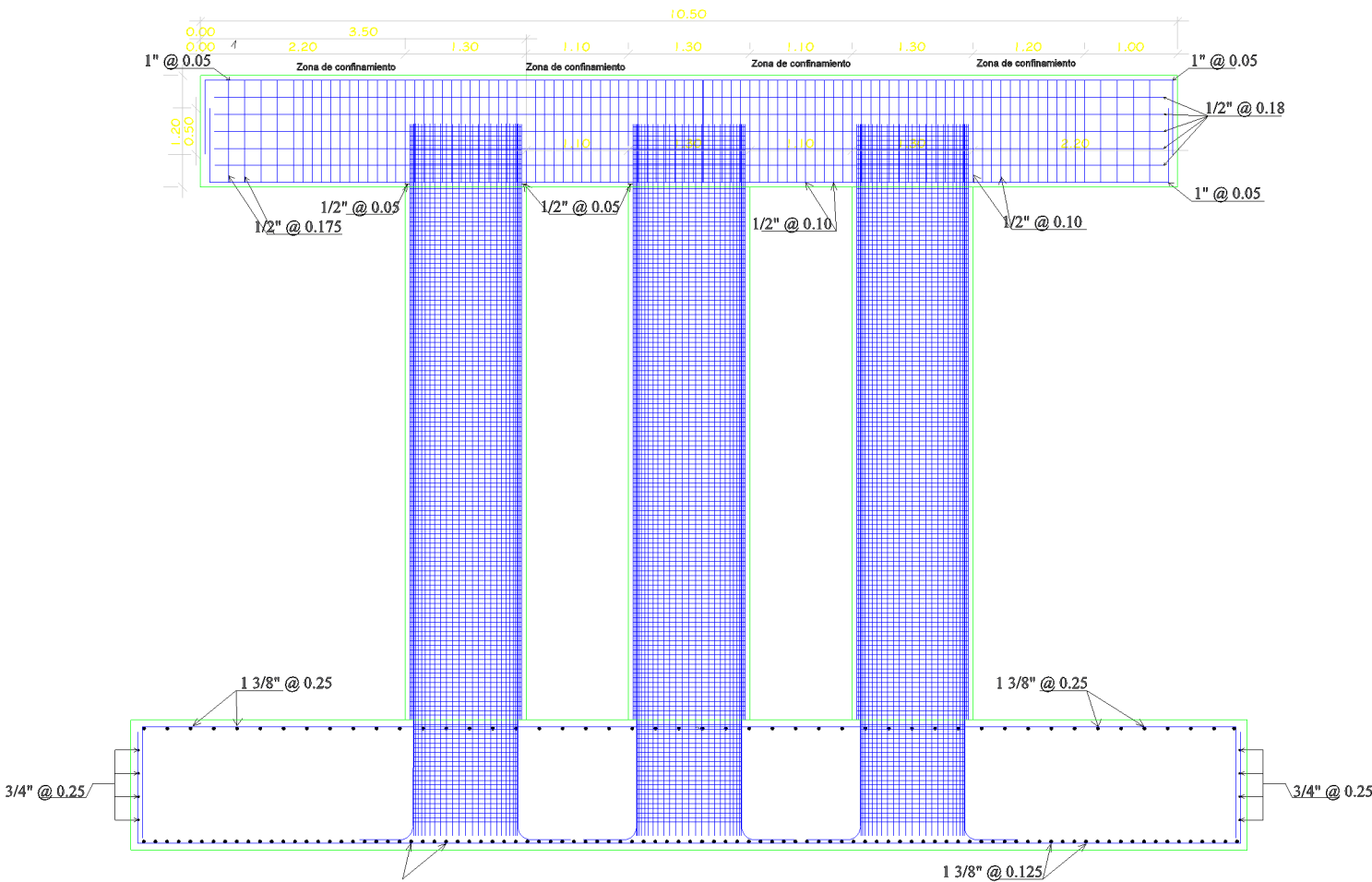
PROYECTO :  
PROPUESTA PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA

DESCRIPCION DEL PLANO:  
DETALLE DEL REFUERZO SUPERIOR E INFERIOR  
DE ZAPATA DE ESTRIBO - SUBESTRUCTURA  
DETALLE DEL NEOPRENO - SUBESTRUCTURA  
SECCION ESTRIBO - SUBESTRUCTURA

|                      |                  |
|----------------------|------------------|
| FECHA:<br>MARZO 2026 | LAMINA :<br>E-03 |
| ESCALA:<br>INDICADA  |                  |

DETALLE - PILAR CENTRAL

ESCALA: 1 / 75



PERFIL  
ESCALA: 1 / 110

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD. CARGA VIVA DE DISEÑO HL-93

MATERIALES

| SUBESTRUCTURA  |                | CIMENTO: PORTLAND TIPO V          |
|----------------|----------------|-----------------------------------|
| ESTRIBO        | ESTRIBO        | ESTRIBO                           |
| COLUMNA        | COLUMNA        | COLUMNA                           |
| VIGA TRAVESAÑO | VIGA TRAVESAÑO | VIGA TRAVESAÑO                    |
| SOLADO         |                | ACERO B-4200 kg/cm2               |
|                |                | ASTM A-615 G-40 / E17773C 341.631 |

- El lugar de estudio es chico en el centro poblado Sorronto, enclavado en el río Zaña, distrito Oyotún, provincia Chiclayo.
- El Muestreo Práctico se encuentra a 3.00 m de profundidad.
- El material de apoyo es clasifica según SCS como GP (Grava med. graduada), posee las siguientes características:

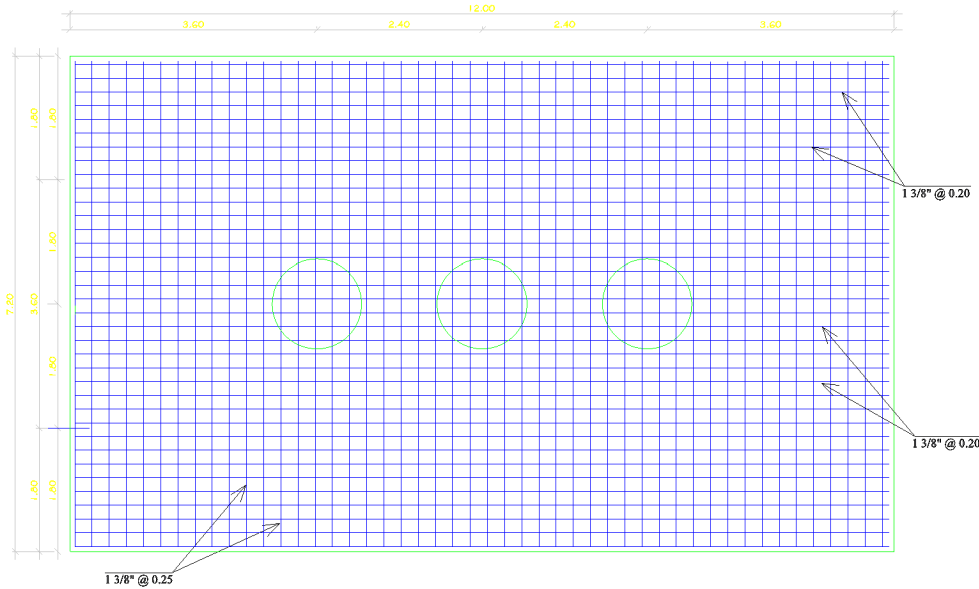
| LADO IZQUIERDO             |             | LADO DERECHO               |                                              |
|----------------------------|-------------|----------------------------|----------------------------------------------|
| Peso específico            | 1.97 gr/cm3 | Peso específico            | 1.99 gr/cm3                                  |
| Ángulo de fricción interna | 35.2°       | Ángulo de fricción interna | 35.2°                                        |
| Cohesión                   | 0 kg/cm2    | Cohesión                   | 0 kg/cm2                                     |
| Cimentación corrida        |             | Cimentación corrida        |                                              |
| B (m)                      | 5 m         | B (m)                      | 5 m                                          |
| Df (m)                     | 4.00 m      | Df (m)                     | 4.00 m                                       |
| q (kg/cm2)                 | 3.28 kg/cm2 | q (kg/cm2)                 | 3.83 kg/cm2                                  |
| CENTRAL                    |             | CENTRAL                    |                                              |
| Cimentación corrida        |             | Cimentación corrida        |                                              |
| B (m)                      | 7.20 m      | B (m)                      | 3.28 kg/cm2                                  |
| Df (m)                     | 12.00 m     | k "coeficiente de balasto" | 6560 T/m3                                    |
| Df (m)                     | 1.40 m      | Peso específico            | 0.97 gr/cm3 (Afectado por el nivel freático) |
| Df (m)                     | 4.00 m      |                            |                                              |

RECUBRIMIENTOS

| SUBESTRUCTURA  |        |
|----------------|--------|
| COLUMNA        | 5.0 cm |
| VIGA TRAVESAÑO | 5.0 cm |
| ZAPATA         | 7.5 cm |

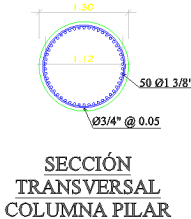
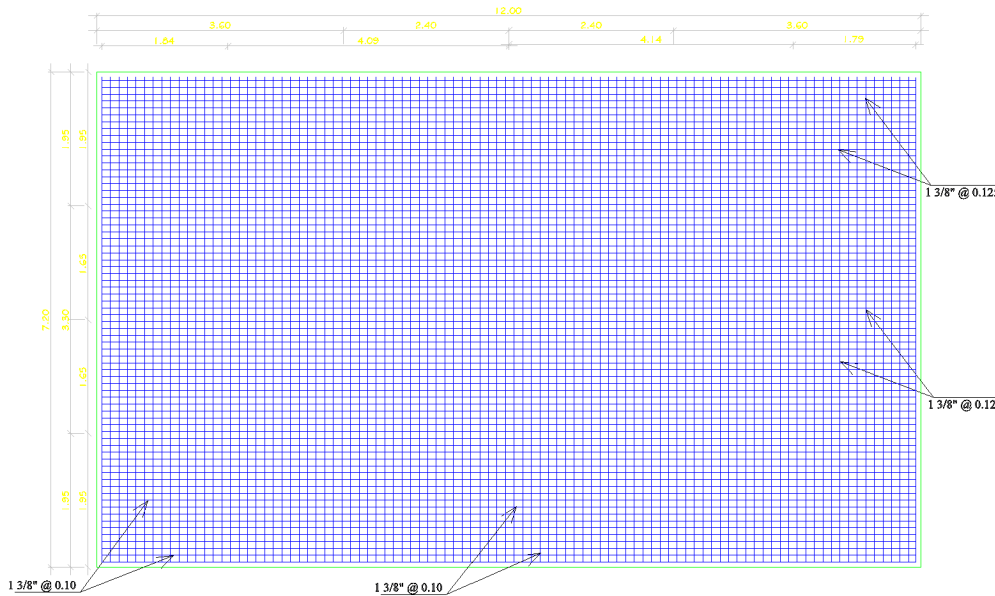
ZAPATA ARMADURA SUPERIOR - PILAR

ESCALA: 1 / 110



ZAPATA ARMADURA INFERIOR - PILAR

ESCALA: 1 / 110

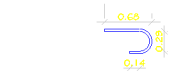


SECCIÓN TRANSVERSAL COLUMNA PILAR

ESCALA: 1 / 110

GANCHO ESTÁNDAR CONEXIÓN COLUMNA-ZAPATA

ESCALA: 1 / 110

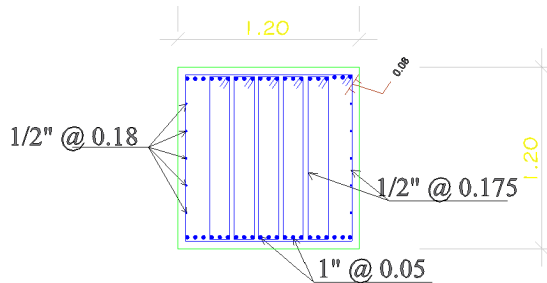


GANCHO ESTÁNDAR CONEXIÓN COLUMNA-VIGA CABEZAL

ESCALA: 1 / 110

SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA TRAVESAÑO

ESCALA: 1 / 50



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL SISTEMAS Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



NORTE MAGNETICO:



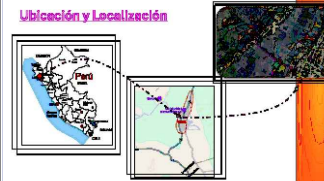
| NOMBRES                   | CODIGO: |
|---------------------------|---------|
| AGUILAR SAAVEDRA KATHERYN | 170560H |
| CALDERON ZULUETA NATHALY  | 160449G |

PUENTES

ASESOR

Ing. RODRIGUEZ SERQUEN ARTURO.

LOCALIZACIÓN



PROVINCIA : CHICLAYO  
DISTRITO : OYOTÚN  
CENTRO POBLADO : SORRONTO

PROYECTO :  
PROPUESTA PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA

DESCRIPCION DEL PLANO:  
SECCIÓN PILAR - SUBESTRUCTURA  
DETALLE DE SECCIÓN TRANSVERSAL COLUMNA Y VIGA TRAVESAÑO - PILAR - SUBESTRUCTURA  
DETALLE DEL REFUERZO SUPERIOR E INFERIOR DE CIMENTACIÓN - PILAR

|                        |                  |
|------------------------|------------------|
| FECHA:<br>MARZO - 2026 | LAMINA :<br>E-04 |
| ESCALA:<br>INDICADA    |                  |