



**UNIVERSIDAD NACIONAL
“SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO”**

ESCUELA DE POSTGRADO

**CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE LA
VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES DE CONCRETO
ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE
HUARAZ – SUB CUENCA DEL RIO QUILLCAY**

**Tesis para optar el grado de maestro
en Ciencias e Ingeniería
Mención en Ingeniería Estructural**

MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

Asesor: Mág. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Huaraz – Ancash - Perú

2016

Nº. Registro: T0484

MIEMBROS DEL JURADO

Magíster Jorge Emiliano Bedón López

Presidente

Magíster Víctor Villegas Zamora

Secretario

Magíster Laura Marina Navarro Alvarado

Vocal

ASESORA

***Magíster* Laura Marina Navarro Alvarado**

AGRADECIMIENTO

A mi asesora: Magister Laura Marina Navarro Alvarado por su apoyo incondicional.

DEDICATORIA

A Dios,

A mis padres Amancio y Emilia,

A mi esposa Jenny y mis hijas Ariana y Valentina.

INDICE

	Página
Resumen	
Abstract	
I. INTRODUCCION	20 – 22
Objetivos	21
Hipótesis	22
Variables	22
II. MARCO TEORICO	23 – 43
2.1 Antecedentes	23
2.2 Bases teóricas	30
2.3 Definición de términos	38
III. METODOLOGÍA	44 –131
3.1 Tipo y diseño de investigación	44
3.2 Plan de recolección de la información y/o diseño estadístico	45
3.2.1 Población	45
3.2.2 Muestra	45
3.3 Instrumentos de recolección de la información	45

3.4	Plan de procesamiento y análisis estadístico de la información	46
3.4.1	La colección de los datos	46
3.4.2	Aplicación de metodologías para evaluar los criterios de vulnerabilidad	47
a)	Vulnerabilidad observada	47
b)	Vulnerabilidad calculada	47
IV.	RESULTADOS	132 –134
V.	DISCUSIÓN	135–137
VI.	CONCLUSIONES	138 –139
VII.	RECOMENDACIONES	140
VIII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	141–145
	ANEXOS	146–187
A.	Imágenes	146-147
B.	Mapas	148-153
C.	Fichas	154-155
D.	Registros Fotográficos	156-168
D.1	Puente confraternidad internacional este	156
D.2	Puente Bolívar	162

E.	Ensayos de mecánica de suelos	169-186
E.1	Puente confraternidad internacional este	169
E.2	Puente Bolívar	178
F.	Lista de planos	187

LISTA DE CUADROS

	Página
Cuadro N° 01 : Variables	22
Cuadro N° 02 : Interpretación del índice de daño físico (I_{DF})	24

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura N° 01 : Función de vulnerabilidad sísmica de un puente	31
Figura N° 02 : Modelación 3d - SAP2000 (CSIBridge), puente confraternidad internacional este	61
Figura N° 03 : Modelación 3d - SAP2000 (CSIBridge), puente Bolívar	66
Figura N° 04 : Amenaza sísmica, aceleración vs probabilidad de excedencia	76
Figura N° 05 : Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g – código de registro 7035	79
Figura N° 06 : Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g – código de registro 7036	80
Figura N° 07 : Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g – código de registro 7038	81
Figura N° 08 : Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g – código de registro 7039	82
Figura N° 09 : Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g – código de registro 7050	83
Figura N° 10 : Gráfico de comparación del espectro respuesta, códigos de registro, norma E030 y planteamiento de la microzonificación sísmica en la ciudad de Huaraz.	84

Figura N° 11	: Modelo estructural del puente confraternidad internacional este, SAP-2000	90
Figura N° 12	: Modelo estructural del puente Bolívar, SAP-2000	90
Figura N° 13	: Propiedades dinámicas del puente confraternidad internacional este	92
Figura N° 14	: Propiedades dinámicas del puente Bolívar	94
Figura N° 15	: Atenuación (0.250g), D _{máx.} =3.082 cm.	98
Figura N° 16	: Mercalli Grado VII (0.260g), D _{máx.} =3.205 cm.	99
Figura N° 17	: Mercalli Grado VIII (0.495g), D _{máx.} =6.101 cm	100
Figura N° 18	: Mercalli Grado IX (0.945g), D _{máx.} =11.648 cm.	101
Figura N° 19	: Mercalli Grado X (1.240g), D _{máx.} =15.248 cm	102
Figura N° 20	: Atenuación (0.250g), D _{máx.} =0.419 cm.	103
Figura N° 21	: Mercalli Grado VII (0.260g), D _{máx.} =0.436 cm.	104
Figura N° 22	: Mercalli Grado VIII (0.495g), D _{máx.} =0.829 cm.	105
Figura N° 23	: Mercalli Grado IX (0.945g), D _{máx.} =1.583 cm.	106
Figura N° 24	: Mercalli Grado X (1.240g), D _{máx.} =2.077 cm.	107
Figura N° 25	: Atenuación (0.250g), V _{máx.} =906.29 Ton, Máx.=8,528.39 Ton-m.	108
Figura N° 26	: Mercalli Grado VII (0.260g), V _{máx.} =942.54 Ton, Máx.= 8,869.52 Ton-m.	108
Figura N° 27	: Mercalli Grado VIII (0.495g), V _{máx.} =1,794.46 Ton, Máx.= 16,886.21 Ton-m.	109

Figura N° 28	: Mercalli Grado IX (0.945g), $V_{m\acute{a}x.}=3,425.78$ Ton, $M\acute{a}x.= 32,237.31$ Ton-m.	109
Figura N° 29	: Mercalli Grado X (1.240g), $V_{m\acute{a}x.}=4,495.20$ Ton, $M\acute{a}x.= 42,300.80$ Ton-m.	110
Figura N° 30	: Desplazamiento máximo del estribo por efecto de las aceleración sísmica de atenuación en dirección longitudinal.	112
Figura N° 31	: Desplazamiento máximo del estribo por efecto de las aceleración sísmica de atenuación en dirección transversal	112
Figura N° 32	: Falla del estribo del puente confraternidad internacional este por efecto de la fuerza cortante	114
Figura N° 33	: Atenuación (0.250g), $D_{m\acute{a}x.}=6.403$ cm.	115
Figura N° 34	: Mercalli Grado VII (0.260g), $D_{m\acute{a}x.}=6.659$ cm.	116
Figura N° 35	: Mercalli Grado VIII (0.495g), $D_{m\acute{a}x.}=12.677$ cm.	117
Figura N° 36	: Mercalli Grado IX (0.945g), $D_{m\acute{a}x.}=24.201$ cm.	118
Figura N° 37	: Mercalli Grado X (1.240g), $D_{m\acute{a}x.}=31.756$ cm.	119
Figura N° 38	: Atenuación (0.250g), $D_{m\acute{a}x.}=0.202$ cm.	120
Figura N° 39	: Mercalli Grado VII (0.260g), $D_{m\acute{a}x.}=0.211$ cm.	121
Figura N° 40	: Mercalli Grado VIII (0.495g), $D_{m\acute{a}x.}=0.401$ cm.	122
Figura N° 41	: Mercalli Grado IX (0.945g), $D_{m\acute{a}x.}=0.765$ cm.	123
Figura N° 42	: Mercalli Grado X (1.240g), $D_{m\acute{a}x.}=1.004$ cm.	124

Figura N° 43	: Atenuación (0.250g), $V_{m\acute{a}x.}=1,246.99$ Ton, Máx.= 12,304.63 Ton-m.	125
Figura N° 44	: Mercalli Grado VII (0.260g), $V_{m\acute{a}x.}=1,296.87$ Ton, Máx.= 12,796.82 Ton-m.	125
Figura N° 45	: Mercalli Grado VIII (0.495g), $V_{m\acute{a}x.}=2,469.03$ Ton, Máx.= 24,363.18 Ton-m.	126
Figura N° 46	: Mercalli Grado IX (0.945g), $V_{m\acute{a}x.}=4,713.60$ Ton, Máx.= 46,511.52 Ton-m.	126
Figura N° 47	: Mercalli Grado X (1.240g), $V_{m\acute{a}x.}=6,185.05$ Ton, Máx.= 61,030.99 Ton-m	127
Figura N° 48	: Desplazamiento máximo del estribo por efecto de las aceleración sísmica de atenuación en dirección longitudinal	129
Figura N° 49	: Desplazamiento máximo del estribo por efecto de las aceleración sísmica de atenuación en dirección transversal.	129
Figura N° 50	: Falla del estribo del puente Bolívar por efecto de la fuerza cortante	131

LISTA DE IMAGENES

	Página
Imagen N° 01 : Sub cuenca del río quillcay	146
Imagen N° 02 : La ciudad de Huaraz mostrando la extensa huella blanca del Aluvión de 1941. A la derecha, la parte antigua de la ciudad quedo intacta	147

LISTA DE MAPAS

	Página
Mapa N° 01 : Geología regional de Huaraz 1,996	148
Mapa N° 02 : Geomorfología de Huaraz 1,972	149
Mapa N° 03 : Tipos de suelos 1,984	150
Mapa N° 04 : Profundidades de basamento rocoso 1,972	151
Mapa N° 05 : Curvas isoperiodo en Huaraz zona norte 1,992	152
Mapa N° 06 : Microzonificación sísmica 1,984	153

LISTA DE TABLAS

	Página
Tabla N° 01 : Cuantías de refuerzo transversal o de confinamiento que se pueden suponer para diferentes años de construcción	51
Tabla N° 02 : Valores de beta para sección rectangular	53
Tabla N° 03 : Valores de beta para sección circular	53
Tabla N° 04 : Interpretación del I_{DF}	58
Tabla N° 05 : Descripción de los estados de daño en puentes	59
Tabla N° 06 : Aceleraciones Máximas Esperadas (%g) (CISMID, 1992)	75
Tabla N° 07 : Catalogo de sismos peruanos	78
Tabla N° 08 : Catalogo de sismos peruanos	85
Tabla N° 09 : Aceleraciones máximas esperadas (%g) (CISMID, 1992)	85
Tabla N° 10 : Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas	87
Tabla N° 11 : Periodo modal y frecuencias del puente confraternidad internacional este	93
Tabla N° 12 : Periodo modal y frecuencias del puente Bolívar	95
Tabla N° 13 : Escalas de medición sísmica	97
Tabla N° 14 : Desplazamiento máximo del estribo del puente por efecto de las aceleraciones sísmicas en	111

	dirección longitudinal y transversal al eje del puente	
Tabla N°15	: Resistencia del estribo del puente confraternidad internacional este a la máxima fuerza cortante	113
Tabla N°16	: Deflexion máximo permitido de la losa del puente	114
Tabla N°17	: Desplazamiento máximo del estribo del puente por efecto de las aceleraciones sísmicas en dirección longitudinal y transversal al eje del puente	122
Tabla N°18	: Resistencia del estribo del puente Bolívar a la máxima fuerza cortante	130
Tabla N°19	: Deflexión máximo permitido de la losa del puente	131
Tabla N°20	: Función de vulnerabilidad	132
Tabla N°21	: Desplazamiento lateral de la losa con respecto a los apoyos (estribos)	132
Tabla N°22	: Deflexión de la losa	133
Tabla N°23	: Socavación en la base de los estribos del puente	133
Tabla N°24	: Falla de los estribos del puente por aceleracion sísmica	134

RESUMEN

El propósito del presente estudio fue determinar el criterio para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto armado en la zona urbana de la ciudad de Huaraz – sub cuenca del río Quillcay; para la zona de estudio se seleccionó el criterio americano, que consiste en el daño físico de columnas y estribos a través de la función de vulnerabilidad que mide el índice de daño físico (I_{DF}) a través de un rango de valores asociado a un nivel de daño y un grado de vulnerabilidad ya validados; las muestras seleccionadas e identificadas por el tipo de material construido fueron el puente Bolívar y el puente confraternidad internacional este; el recojo de la información fue realizado con fichas de registro, mediciones de campo y ensayos no invasivos; los resultados nos permitieron arribar a la siguiente conclusión, que los puentes de concreto armado de la sub cuenca del río quillcay presentan un índice de vulnerabilidad baja de nivel ligero, indicando que no hay peligro estructural inminente o que el daño es fácilmente reparable, con leves desplazamientos del estribo con referencia a la losa y pequeñas deflexiones en la zona superior de la losa; también se realizó el Análisis para la comprobación del método de la vulnerabilidad (I_{DF}) utilizando el programa computaciones SAP 2000 V17 - CSIBridge V17, dando como resultado que los desplazamientos máximos del estribo con respecto a la losa llegó al orden de 6.70 mm para el puente confraternidad internacional este y 3.24 mm para el puente Bolívar y deflexiones de la losa de 10.98 mm para el puente confraternidad internacional este y 8.44 mm, para el puente Bolívar.

Palabra Clave : Puentes, vulnerabilidad sísmica, terremotos destructivos.

ABSTRACT

The purpose of this study was determined the criteria for the seismic vulnerability of concrete assembled bridges evaluation in the urban district in Huaraz city - Quillcay's sub river basin. For this study zone. I chose the American criteria. It consists in the physical damage of columns and stirrups through vulnerability function. It measures the index physical damage (I_{DF}) through the values range. It associated to a level of damage and the vulnerability degree has already validated.

The selected and identified samples for the type of building material were Bolívar and Confraternidad Internacional East bridges.

To get this information we used sheets register, measurement's field and non-invasive essays.

The results allowed us to this conclusion.

The bridges of concrete assembled of - Quillcay's sub river basin presents an index of low vulnerability of light level. It indicates that there isn't an imminent structural damage or that the damage is repaired easily with a small stirrup movement, it respects to the paving stone and small deflections in the high zone of the paving stone.

Also I did the analysis to check the method of vulnerability (I_{DF}) using the SAP 2000 V17 - CSIBridge V17, a computer program. It gave us as a result the maximum stirrup movements with respect to the paving stone which it obtained the order of 6.70 mm. to the Confraternidad Internacional East bridge, 3.24 mm. to the Bolívar bridge and to the paving stone deflections of 10.98 mm. to the Confraternidad Internacional East bridge and 8.44 mm. for Bolivar bridge.

Keyword : Bridges, seismic vulnerability and destructive earthquakes.

I. INTRODUCCIÓN

Debido a la amenaza sísmica latente en la ciudad de Huaraz, es necesario desarrollar mejores conocimientos para el estudio de la vulnerabilidad en infraestructuras viales; con esta investigación pretendemos establecer criterios para la toma de decisiones emergentes ante un sismo. Los estudios están referidos a medidas de mitigación del riesgo que plantean políticas de planificación ante el peligro sísmico, con la finalidad de evitar desgracias a la población y sus bienes.

También es necesario considerar las medidas de prevención contra los efectos de desastres sísmicos como parte fundamental de los procesos de desarrollo integral en el ámbito regional y urbano que reduzcan el nivel de riesgo existente.

El incremento del tránsito pesado y la escasez de recursos dirigidos a realizar actividades de mantenimiento y reparación, propician el creciente deterioro de los puentes de concreto armado. En Huaraz, la mayoría de estas estructuras se caracterizan por poseer un estado técnico regular, como consecuencia del gran período de explotación; sin una política adecuada de mantenimiento. En una inspección técnica realizada a los puentes de concreto armado en la sub cuenca del río quillcay, se pudo constatar su estado actual al detectarse problemas que inciden en su comportamiento estructural.

El análisis de las características de los aparatos de apoyo, es vital en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de este tipo de estructuras, pues son los que garantizan la conexión adecuada entre los elementos de la superestructura y la subestructura, en los cuales se concentran las cargas que se transmiten a los apoyos y estribos.

Debido a la ausencia del mantenimiento sistemático y preventivo, los elementos de estos puentes han sufrido daños; en muchos casos se encuentran con severas socavaciones en los estribos; también otros elementos a tomar en cuenta en la evaluación de la vulnerabilidad, son las condiciones de las juntas entre los elementos que conforman la superestructura.

1.1 Objetivos

General:

Seleccionar el criterio para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto armado en la zona urbana de la ciudad de Huaraz – Subcuenca del río Quillcay.

Específicos:

- Identificar el criterio para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto armado.
- Comparar e interpretar las diferencias entre los criterios para la estimación de la vulnerabilidad sísmica mediante cálculos matemáticos y metodologías tradicionales.
- Simular el desplazamiento de la losa del puente con respecto a sus estribos, mediante el modelo computacional SAP 2000 V17-CSIBridge V17.
- Plantear el criterio para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto armado en la subcuenca del río Quillcay.

1.2 Hipótesis

Los puentes de concreto armado ubicados en la zona urbana de la ciudad de Huaraz – Sub cuenca del rio quillcay, son vulnerables ante la ocurrencia de elevados eventos sísmicos.

1.3 Variables

Cuadro N°01

Variable	Dimensión	Indicador
Vulnerabilidad sísmica en puentes de concreto armado.	Análisis de daños ocasionados por eventos sísmicos. <ul style="list-style-type: none">Tipos de falla.Prioridad de análisis.Métodos de análisis.	<ul style="list-style-type: none">Tipo de sistemas de apoyo: estribos y losa.Forma y dimensiones de la sección transversal de los elementos de apoyo.Ubicación del puente.Angulo de esviaje. (probabilidad de daño mayor con el aumento del ángulo)Tipo de suelo en el sitio de interés (perfil estratigráfico, clasificación SUCS, propiedades índice, estado de compacidad y otros)Tipo de cimentaciónGeometría de la superestructura en planta.Tipo de juntas, en el caso de tener una superestructura discontinua.Altura del puente.Longitud del puente.Ancho de calzada y longitud de la superestructura.Reglamento y año de construcción.

Fuente : Elaboración propia

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

- Aburto Calderón P., hace referencia que la vulnerabilidad sísmica de puentes en el panorama global; los puentes son estructuras sísmicamente vulnerables, además de los cuantiosos costos que representan para una nación la reconstrucción y/o rehabilitación, con ese fin se han desarrollado diversos estudios en distintos países que evalúan el grado de vulnerabilidad con el finalidad de evidenciar las debilidades que puedan presentar, es así que manifiesta:

a) **Experiencia Americana.**

Empleado para zonas de alta sismicidad, Banerjee y Shinizuka (2007) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de un puente de hormigón de california por medio de curvas de fragilidad, desarrollada para cuatro estados diferentes (“casi nulo”, “menor”, “moderado” y “grande”) tanto en la dirección longitudinal como transversal.

Esta metodología fue adaptada por Rivera (2008), centralizando el estudio en el daño físico de columnas y estribos. La función de vulnerabilidad definido por Rivera es un índice de daño en función de la aceleración de demanda del puente, interpretando el índice de daño físico (I_{DF}) en un rango de valores asociado a un nivel de daño y un grado de vulnerabilidad.

Cuadro N°02

Interpretación del Índice de daño físico (I_{DF})

I_{DF}	Nivel de daño	Vulnerabilidad
$0.00 < I_{DF} < 0.05$	Nulo	Muy bajo
$0.05 \leq I_{DF} \leq 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < I_{DF} \leq 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < I_{DF} < 0.95$	Severo	Alto
$0.95 \leq I_{DF}$	Completo	Muy alto

Fuente : Rivera, 20085; Karim y Yamazaki, 2001.

b) Experiencia Europea.

Los países europeos se caracterizan por estar ubicados en zonas de baja sismicidad, sin embargo, se propuso para Italia y Grecia que se encuentra en zonas propensas a terremotos. Como el método americano evalúan las curvas de fragilidad tanto en la dirección longitudinal como en dirección transversal con el fin de identificar la dirección más vulnerable de la estructura.

c) Experiencia Asiática.

Empleado para zonas de alta sismicidad, Kurian et al., (2006), realizan la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente usando la fragilidad, análisis estático lineal (análisis Pushover) y un análisis no lineal tiempo – historia, para determinar la capacidad estructural y la demanda sísmica respectivamente.

Así mismo, desarrollaron el método de espectro de capacidad modificado para evaluar la capacidad sísmica de puentes con y sin socavación; descubriendo que cuando la socavación es muy profunda se forman rotulas en la parte superior de los estribos en lugar de la parte inferior como se espera en el diseño, dando como resultado una disminución de la resistencia lateral y en la ductilidad. Concluyendo que cuando la socavación es más y más profunda, la capacidad sísmica del puente será cada vez mas baja. (1)

- Candebat Sánchez D., manifestó que es necesario realizar estudios sobre la vulnerabilidad sísmica de los puentes de la provincia de Santiago de Cuba, por su importancia estratégica en la vida económica del país y la necesidad de mantener su integridad ante la ocurrencia de un evento sísmico de moderada y gran intensidad con la finalidad de garantizar la comunicación con las zonas afectadas. Presenta como resultado criterios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes ubicados en zonas de elevada sismicidad y manifiesta que en puentes existentes el deterioro de sus elementos que la componen, los daños sufridos y la falta de instrumentar su estudio favorecen el incremento de su vulnerabilidad estructural. (12)

- Rivera Vargas D., manifestó que es necesario realizar estudios sobre la vulnerabilidad

Presenta una metodología para evaluar, de manera simplificada, la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado. Para analizar la vulnerabilidad de este tipo de estructuras se puso especial atención al mecanismo de daño de las columnas de apoyo, describiendo las principales variables que repercuten en el comportamiento sísmico y las formas de respuesta para obtener funciones de vulnerabilidad, con las cuales se puede relacionar el peligro sísmico y el daño físico en la estructura. (29)

- Hugo C. María D., comentan que a diferencia de las estructuras de edificación, los puentes en general son sistemas poco redundantes y por tal motivo requieren un tratamiento especial y cuidadoso en el proyecto y detalle de armado de cada uno de sus elementos. Concluyen que para el proyecto y diseño conceptual de este tipo de estructuras en zona sísmica es necesario introducir el concepto de diseño por capacidad. (15)

- INDECI, manifiesta que es necesario contar con un documento que permita disponer una Zonificación de Peligros de variado origen: geológico, geológico-climático, geotécnico y climático, para el área urbana y expansión urbanística de los distritos que corresponde a la Ciudad de Huaraz y es por esta razón, que dentro del marco del Proyecto INDECI-PNUD PER 02/051 – CIUDADES SOSTENIBLES se desarrolla el estudio denominado: Mapa de Peligros de la Ciudad de Huaraz. (18)

- Landa Ruiz L., encontró parámetros importantes para la evaluación sísmica de puentes, siendo los más importantes el porcentaje de acero longitudinal, porcentaje de carga axial y porcentaje de acero transversal; concluye además que el esfuerzo de compresión del concreto y la relación de aspecto de columnas rectangulares no afecta la curvatura plástica, la relación h/b de las columnas rectangulares al aumentar incrementa su resistencia pero disminuye la ductilidad, así mismo

propone el uso del análisis estático no lineal para la evaluación de los puentes existentes. (24)

- López Pérez J., manifiesta que los puentes bajo la acción de los sismos muestran que el punto de desempeño se localiza en el rango inelástico, demostrando que los puentes construidos son altamente vulnerables a fallar bajo la acción de los sismos y que a pesar que son satisfactorios ante evaluaciones de programas de mantenimiento, no cuentan con un buen desempeño sísmico. (25)
- Maldonado R. José C. Joan C., presenta un modelo rápido y sencillo de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes a escala regional. El modelo fue estructurado de forma que puede ser aplicado especialmente a zonas donde no se cuenta con información de daños sísmicos de puentes. El método se basa en la identificación de las características más relevantes e influyentes en el daño que sufrirá un puente bajo la acción del sismo. La valoración de estas características se realiza mediante la determinación de diecinueve (19) parámetros, a los cuales se les asignó un grado de vulnerabilidad y un valor de importancia relativa en base a la opinión de expertos. Debido a las imprecisiones y subjetividad de las opiniones, estas fueron procesadas mediante técnicas difusas. Una vez calificados cada uno de los parámetros se procede a relacionar las calificaciones de los parámetros con su valor de importancia por medio de un promedio ponderado difuso. El resultado de esta relación por

medio de técnicas basadas en conjuntos difusos Corresponde al "índice de vulnerabilidad del puente". (26)

- Armas, determinó zonas homogéneas de igual comportamiento ante un evento sísmico utilizando como referencia el terremoto ocurrido el 31 de mayo de 1,970 presentando como resultado los Mapas N° 06 y N°09. (9)
- Chávez, realiza el cálculo de la amplificación sísmica para la ciudad de Huaraz, generando como resultado el Mapa N°04. (13)
- Ordoñez, en su estudio de vulnerabilidad sísmica de la zona urbana de Huaraz realiza estudios actualizados de microzonificación sísmica donde determina zonas de vulnerabilidad, basados en la capacidad portante del suelo, ver Mapas N°05 y N°10, concluyendo que a mayor capacidad portante de los suelos existe un mejor comportamiento ante un evento sísmico. (27)
- Arévalo, determina el riesgo sísmico del departamento de Ancash en función a la vulnerabilidad de las estructuras y al peligro sísmico ocasionado por eventos geodinámicas del suelo. (8)
- Gonzales, determina la microzonificación sísmica de la ciudad de Huaraz – Zona Sur, utilizando los factores de microtrepitaciones, napa freática,

geología y geotecnia local, obteniendo como resultado el mapa de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Huaraz – Sector Sur. (16)

- Salazar, determina la microzonificación sísmica de la ciudad de Huaraz – Zona Norte, utilizando los factores de microtrepitaciones, napa freática, geología y geotecnia local, obteniendo como resultado el mapa de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Huaraz – Zona Norte. (30)

2.2 Bases teóricas

- Darío Rivera Vargas, presenta las siguientes definiciones.

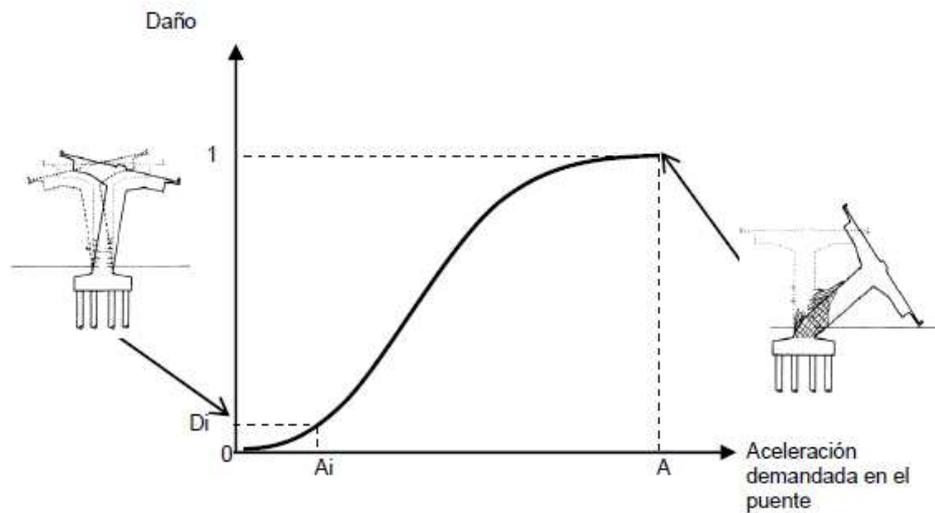
Vulnerabilidad, es la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir el grado de pérdidas esperadas. Se pueden distinguir dos tipos: la vulnerabilidad física y la vulnerabilidad social. La primera es factible de cuantificar, mientras que la segunda puede valorarse cualitativamente. Para los propósitos de este trabajo se centrará la atención en la vulnerabilidad física, a la cual se hará referencia como vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado.

Vulnerabilidad sísmica de puentes, hace alusión a una probabilidad de daño de la construcción expuesta a la acción del sismo. Es normal expresar la vulnerabilidad sísmica a través de una función matemática o matriz de vulnerabilidad con valores entre cero y uno; cero implica que el daño sufrido ante un evento sísmico de cierta intensidad es nulo, mientras

que uno implica que este daño es igual al valor total del bien expuesto (figura 1).

Figura N°01

Función de vulnerabilidad sísmica de un puente



Fuente : Darío Rivera Vargas, Julio 2007

En términos generales, una función de vulnerabilidad sísmica es una expresión que relaciona las consecuencias probables de un sismo sobre una construcción, una obra de ingeniería, o un conjunto de bienes o sistemas expuestos con la intensidad del temblor que podría generarlas (Instituto de Ingeniería, 2003).

La evaluación del daño físico que sufre una construcción se determina por el máximo valor de su distorsión durante su respuesta al movimiento del terreno. Ahora bien, el índice del daño físico IDF (y), se puede calcular mediante una expresión de la forma (Esteva *et al.*, 2002).

$$I_{DF}(y) = 1 - e^{-ay^m}$$

$$u = \frac{\gamma_i(y)}{\gamma_c}$$

Donde,

a y m son parámetros que dependen del tipo de arreglo estructural, de los materiales y de los detalles constructivos que determinan la capacidad de deformación,

$\gamma_i(y)$ distorsión máxima asociada con la respuesta sísmica del sistema y ,

γ_c capacidad de deformación, expresada también como distorsión,

y intensidad del movimiento sísmico considerado.

Los valores de $IDF(y)$ se pueden transformar en indicadores de daño económico, normalizados con respecto al valor del costo inicial del sistema completo. (29)

- Darío Candebat Sánchez, Kenia L, Hazel D, Grisel M, Pedro M, manifiestan que el fallo de transporte en países afectados por sismos destructivos, ha sido ocasionado, generalmente, por el colapso de puentes de hormigón armado diseñados con códigos obsoletos; por lo tanto es necesario evaluar el comportamiento de los sistemas existentes, que pudieran tener una capacidad de carga sísmica reducida, para definir futuros programas de rehabilitación. Manifiestan que según Priestley et al (1996) y Kawashima (1990) las fallas más comunes han sido por:

- Fallas de tramos como consecuencia de movimientos relativos en la dirección longitudinal.
- Amplificación de desplazamientos debido a efectos del suelo.
- Golpeteo de estructuras del puente.
- Hundimiento del estribo.
- Falla de pilas.
- Fallas en cabezales
- Fallas en nudos
- Fallas en los cimientos

La evaluación de estos problemas nos permite ubicar en los puentes de concreto armado, las zonas más susceptibles al fallo que permiten profundizar los estudios de vulnerabilidad sísmica. (12)

- Juan López Pérez, manifiesta que los estudios de peligro sísmico permiten estimar el movimiento del terreno producido por los temblores, la evaluación del peligro sísmico arroja como resultado la máxima intensidad esperada de una variable en el sitio y/o el número de veces que se excede en una cierta intensidad en un determinado intervalo de tiempo. La medida de la intensidad elegida es normalmente algún parámetro que está ligado con las características del movimiento del terreno y que se relacione con la respuesta dinámica de las estructuras. El peligro sísmico es un estudio más completo que involucra las pérdidas económicas, incluyendo en su proceso el estudio de peligro sísmico. (25)

- Ernesto Deza Márquez, manifiesta que la microzonificación sísmica son procedimientos que conducen a la determinación de zonas o áreas, con riesgo calificado y con propiedades o características físicas de respuesta o comportamiento ante determinados fenómenos geodinámicas (14)

- Kanaí K., La técnica de medir u observar las micro trepidaciones es útil para realizar la microzonificación sísmica de un lugar ya que proporciona el periodo predominante del suelo en una forma rápida y practica, valor que sirve para conocer comparativamente el comportamiento dinámico del suelo, y para la determinación de los factores sísmicos relativos al diseño de las construcciones sismo - resistentes (22)

- Julio Kuroiwa, manifiesta que el peligro sísmico, (o peligrosidad sísmica) de una región es la probabilidad de que se produzcan en ella movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado. No debe confundirse este concepto con el de riesgo sísmico, que depende de factores antrópicos y se refiere a los daños potenciales; así mismo define que.

La vulnerabilidad sísmica de una edificación es un conjunto de parámetros capaz de predecir el tipo de daño estructural, el modo de fallo y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo. La vulnerabilidad sísmica solo depende del edificio de estudio en cuestión, y no del lugar. Es decir, dos edificios iguales tendrán la misma vulnerabilidad sísmica.

El riesgo sísmico, de una medida que combine la peligrosidad sísmica, con la vulnerabilidad y la posibilidad de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un período determinado. (21)

- Ricardo Oviedo, define el peligro sísmico como efectos provocados por movimientos en el suelo. Tales como la aceleración, velocidad, desplazamiento del terreno o intensidad macrosísmica de la zona. Para evaluar éstos efectos es necesario analizar los fenómenos que ocurren a partir de la emisión de las ondas sísmicas ocurridas en el foco mismo hasta que estas ondas sísmicas llegan a la zona de estudio.

Así mismo dice que vulnerabilidad sísmica es el grado de daño que sufre una estructura debida a un evento sísmico de determinadas características; estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico, también manifiesta que la predicción de los daños tiene 2 métodos de calificación: Método empírico y método teórico.

- Método Empírico (Sauter 1978-1980) Se basa en la relación de daños en estructuras de sismos anteriores con la intensidad sísmica. La cantidad de datos necesarios para el análisis es incompleta para varias estructuras. Los diferentes diseños, construcciones y factores locales del suelo dan como resultado que la información existente tenga un valor limitado.
- Método Teórico (Whitman 1973-1975) Se basan principalmente en modelos matemáticos que son basados en las características

dinámicas de la estructura. Estos métodos relacionan los parámetros usados en diseño sísmico con los parámetros estructurales y daños. Estos métodos son adecuados para implementar las bases de diseño de las estructuras.

El riesgo sísmico se incrementa con el factor de vulnerabilidad, considerando que el peligro es un fenómeno natural que no puede ser eliminado o reducido. Debido a que predecir un sismo es muy difícil, se puede establecer la ocurrencia de un evento sísmico en un período de años pero no se puede en una fecha determinada.

Se denomina peligro a la probabilidad de que se produzca un fenómeno natural potencialmente destructivo en un determinado lugar y tiempo.

Se denomina vulnerabilidad a los probables daños a ocasionarse, en la que influyen las características físicas socioeconómicas de la zona.

En conclusión el riesgo es la consecuencia de la combinación del peligro y la vulnerabilidad. (28)

- Jorge E. Hurtado A; define que la microzonificación sísmica de una ciudad es un procedimiento multidisciplinario que involucra la realización de estudios geológicos, sismológicos, geotécnicos, hidrológicos, de evaluación de daños sísmicos, de ensayos de micro trepidaciones y de amplificación sísmica.

La microzonificación sísmica de una ciudad consiste en dividirla en áreas de comportamiento sísmico similar, con el objeto de establecer parámetros de diseño

Manifiesta que existe una relación entre los daños ocasionados en las edificaciones de una ciudad por acción sísmica y las características del subsuelo.

La microzonificación sísmica permite realizar un planeamiento urbano racional, recomendando la construcción de las edificaciones más importantes de una ciudad en las mejores áreas, y destinando las peores a parques y jardines. (19)

- Alonso G., José Luis, dice que la microzonificación sísmica de una ciudad envuelve el manejo de una gran cantidad de información referente a la evaluación del riesgo sísmico, amenaza geológica, clasificación de las propiedades del suelo local, análisis de la respuesta dinámica de los depósitos, evaluación de los efectos de interacción suelo – estructural, creación de códigos para el diseño, planificación urbana, responsabilidad gubernamental, compañía de seguros y planes de defensa civil, evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras como hospitales, colegios, dependencias gubernamentales y cuerpo de bomberos, entre otros. (3)

- Alva J, Huamán C, Bustamante A. presentan de modo resumido las características del subsuelo de Huaraz determinadas después de realizar estudios de microzonificación sísmica en los últimos treinta años que involucran geología, nivel freático, mecánica de suelos y dinámica de suelos.

- **Zona I :** Suelo granular gravoso con matriz limo-arenoso, medianamente compacto. Topografía plana y nivel freático por debajo de 6 m. Capacidad portante mayor de 2 kg/cm².
- **Zona II :** Suelo limo-arenoso supra yaciendo arcilla dura. Topografía plana con nivel freático por debajo de 1.5 m. Puede ocurrir amplificación. Capacidad portante inferior a 2 kg/cm².
- **Zona III:** Gravas y arenas poco cementadas. Nivel freático por debajo de 3.00 m. Topografía con pendiente de 15%. Se espera amplificaciones. Capacidad portante de 2 kg/cm².
- **Zona IV:** Condiciones de suelo más desfavorables. Suelos limosos arcillosos y arenosos. Nivel freático superficial, en algunos lugares menores de 1.50 m. Se esperan asentamientos del terreno y amplificación sísmica. Capacidad portante inferior a 1 kg/cm². (6)

2.3 Definición de términos

2.3.1 Vulnerabilidad Sísmica.

Para definir el concepto de vulnerabilidad, nombraremos algunas de las definiciones más empleadas a nivel mundial.

1. *Barbat, 2004.* La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras, o de una zona urbana completa, está definida como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un fenómeno sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño. El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo

sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos. En el presente trabajo se entenderá por riesgo sísmico el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. Por otra parte, la mitigación de los desastres en el ámbito de la ingeniería corresponde a la totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona, con la finalidad de reducir los costes de los daños esperados durante el terremoto (*Barbat, 1998*). Para mitigar el riesgo sísmico de una zona es necesario disminuir la vulnerabilidad y el costo de reparación de las estructuras afectadas.

También manifiesta que para el estudio existen dos metodologías, la vulnerabilidad observada que se deriva del levantamiento de los daños posteriores a un terremoto partiendo del grado de deterioro de la estructura; y la vulnerabilidad calculada también conocida como el método italiano inicialmente propuesto por Benedetti y Petrini (1984), desarrollada en el método del índice de vulnerabilidad evaluando el desempeño que puede tener una estructura ante un evento sísmico, a través de un valor numérico de clasificación del daño, que es obtenido por medio de diferentes evaluaciones.(10)

2. La OPS (*Organización Panamericana de la Salud, 1993*) define vulnerabilidad sísmica como el grado de pérdida de un elemento o un grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable

ocurrencia de un evento sísmico de carácter desastroso. Es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su comportamiento, que puede entenderse como la capacidad inherente de un elemento o grupo de elementos expuestos a ser afectado o ser susceptible de sufrir daño ante la ocurrencia de un evento sísmico determinado. Una medida de los daños probables inducidos sobre edificaciones por los diferentes niveles de movimiento de suelo debido a los sismos, convencionalmente se expresa en una escala que va desde 0 hasta 1, es decir, desde sin daño hasta colapso total, respectivamente. (29)

3. Organización de Naciones Unidas, ONU, define la vulnerabilidad como la capacidad de respuesta de las construcciones humanas a la activación de una amenaza, y la exposición alude a la población medida en número de habitantes o de bienes por unidad de superficie, situados al interior de una zona de peligro. Este último concepto de capacidad de respuesta o de recuperación frente a un evento, es conocido como *Resiliencia*. Si un proceso potencialmente peligroso se activa, se está en presencia de un desastre o catástrofe natural, entendiéndose como tal, aquella situación en la que la vida de las personas puede sucumbir masivamente, produciéndose una desorganización social que excede la capacidad de reacción ordinaria de la comunidad social afectada, (Ayala-Caicedo, et al. 1988). (29)

2.3.2 Puente.

Estructura utilizada para salvar obstáculos naturales o artificiales, cuya finalidad es unir caminos.

Partes que conforman los puentes:

- **Superestructura**
 - a) Elementos portantes
 - b) Diafragmas
 - c) Sistemas de piso, losas
- **Subestructura**
 - a) Pilas
 - b) Cimentación; zapatas, pilotes, pilas.
 - c) Caballetes o estribos.
- **Otros**
 - a) Pilastrones, juntas de dilatación, sistemas de drenaje, en el equipamiento parapetos y señalizaciones.

Clasificación de los puentes:

- **Por su función y utilización**
 - a) Puentes peatonales
 - b) Viaductos
 - c) Pasos carreteros
 - d) Pasos ferroviarios

- **Por el material de construcción**

- a) Madera
- b) Mampostería
- c) Acero estructural
- d) Concreto armado
- e) Concreto pre esforzado

- **Por tipo de estructura**

- a) Librementes apoyados
- b) Tramos continuos
- c) Arcos
- d) Atirantados
- e) Colgantes
- f) Doble voladizo
- g) Híbridos.

2.3.3 Suelos

La estructura del suelo es como el estado del mismo, que resulta de la granulometría de los elementos que lo componen y del modo como se hallan éstos dispuestos. La evolución natural del suelo produce una estructura vertical estratificada (no en el sentido que tiene estratificación en ecología) a la que se conoce como perfil. Las capas que se observan se llaman horizontes y su diferenciación se debe tanto a su dinámica interna como al transporte vertical.

2.3.4 Capacidad portante del suelo

Capacidad portante es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

2.3.5 Zonas Homogéneas

Son suelos con comportamiento similar durante un sismo, de manera que puedan definirse allí, recomendaciones precisas para el diseño y construcción de edificaciones sismo resistentes. Para cada una de las zonas, además de especificarse la fuerza sísmica posible, deben identificarse los tipos de fenómenos asociados que pueden desencadenarse a raíz del sismo, como son los deslizamientos, la amplificación exagerada del movimiento o la posibilidad de la licuación del suelo. La definición de estas zonas se hace con base en criterios topográficos, estratigráficos, espesores y rigidez relativa de los materiales, entre otras características de los suelos.

2.3.6 Napa freática

Acuífero subterráneo que se desplaza por gravedad y en determinadas zonas causa mucho perjuicio inundando sótanos, e interrumpiendo construcciones en su basamento, se pueden trazar líneas de agua de igual nivel los que son denominados isolíneas.

III. METODOLOGÍA.

3.1. Tipo y diseño de investigación

Esta investigación se realizará desarrollando las siguientes áreas de estudio.

- **Evaluación de la vulnerabilidad sísmica**, mediante exploraciones de campo analizamos las fallas estructurales a los puentes ocasionados por eventos sísmicos, las prioridades de análisis se desarrollo de acuerdo a la peligrosidad del sitio, vulnerabilidad estructural e importancia o consecuencia de falla.

En ese sentido, para evaluar los criterios de evaluación sísmica se ha adoptado la metodología basada en la vulnerabilidad calculada a través del índice de vulnerabilidad y como se ha observado una creciente erosión del suelo en la base de los estribos de los puentes, hemos visto por conveniente calcular el grado de socavación como lo establece la metodología asiática.

- **Mecánica de suelos**, mediante exploración a cielo abierto caracterizamos el tipo suelo que predomina en el terreno de fundación de los estribos.

Entones, bajo estas premisas la investigación desarrollada es mixto y el diseño es no experimental transversal correlacional.

En consecuencia, el estudio ha permitido seleccionar criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes de concreto armado;

estos criterios, permiten proyectar posibles daños que pueden afectar a las estructuras y a la población.

Los criterios seleccionados se convierten en un gran instrumento para la valoración de la vulnerabilidad sísmica estructural de los puentes de concreto armado que permitirán tomar decisión para la demolición o reconstrucción post-desastre sísmico.

3.2. Plan de recolección de la información y/o diseño estadístico

3.2.1 Población

Puentes de concreto armado ubicados en la zona urbana de la ciudad de Huaraz – Sub cuenca del rio quillcay, dentro de ellos se pudo identificar, de este a oeste, a los puentes Bolívar, Huascarán, Quillcay, Comercio, Gamarra, Confraternidad internacional este y José Olaya.

3.2.2 Muestra

Para el presente estudio procedimos a seleccionar e identificar por el tipo de material construido los siguientes puentes:

- Puente confraternidad internacional este
- Puente Bolívar.

3.3. Instrumento de recolección de la información

Técnica : Observación.

Instrumentos : Guías de registros.

3.4. Plan de procesamiento y análisis estadístico de la información

3.4.1 La colección de los datos.

- Guías de registros.

Forman parte de la cartografía y planos tipográficos que se han empleado en la zona de estudio, sub cuenca del río Quillcay.

- Levantamiento de fichas técnicas.

Adjuntamos como anexo, las fichas técnicas basadas en la vulnerabilidad observada del Puente Bolívar y al Puente Confraternidad Internacional este.

- Levantamiento fotográfico.

Adjuntamos como anexo en planos, el registro fotográfico del estado actual de los puentes.

- Ensayo de mecánica de suelos.

Adjuntamos como anexo, el certificado de los estudios de mecánica de suelos practicados a los terrenos de fundación de ambos puentes, estos se resumen a:

- Ensayos estándar.
- Ubicación de puntos en la carta de plasticidad.
- Contenido de humedad ASTM D-2216.
- Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422.
- Límites de consistencia ASTM D-4318.
- Ensayo de corte directo ASTM D-3080.
- Memoria de cálculos.

- Levantamiento topográfico.

Adjuntamos como anexo, el estudio de levantamiento topográfico de la zona urbana de la ciudad de Huaraz, subcuenca del río Quillcay.

3.4.2 Aplicación de metodologías para evaluar los criterios de vulnerabilidad.

a) Vulnerabilidad observada

Las fichas técnicas del Puente Bolívar y al Puente Confraternidad Internacional este, muestran la evaluación preliminar del estado actual de los puentes.

Sin embargo, este criterio no es relevante porque deriva del levantamiento de los daños posteriores a un evento sísmico el cual requiere la participación de expertos y datos empíricos como fuente del conocimiento para la evaluación de la vulnerabilidad.

b) Vulnerabilidad calculada

Este criterio se basa en calcular el índice de vulnerabilidad sísmica de puentes, es rápida, eficaz y fácil de aplicar a gran escala, por medio del índice de vulnerabilidad. Este método fue propuesto para ser utilizado especialmente en zonas donde no se cuenta con una historia de daño sísmico en puentes.

En ese sentido adoptamos este criterio para la evaluación de la vulnerabilidad de los puentes de concreto armado en la subcuenca del río Quillcay.

Como un medio de comparación y comprobación de los resultados del I_{DF} procedimos con el cálculo del desplazamiento estribo – losa, deflexiones de la súper estructura y la socavación en los estribos de los puentes.

b.1) Criterio basado en el índice de vulnerabilidad (I_{DF}) para los puentes en estudio.

A. INFORMACIÓN BÁSICA.

Durante una inspección de campo sería deseable obtener información detallada sobre las variables que influyen en el comportamiento sísmico de los puentes, sin embargo en la mayoría de las veces resulta difícil llevar a cabo tal labor, por lo que se puede partir de cierta información básica para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de los puentes urbanos, tal como se describe a continuación.

- H altura de los estribos del puente.
- n número de apoyos de la superestructura en los estribos, si es que forman marco en la dirección transversal.
- D, bxL Diámetro de la sección circular, base y altura de la sección rectangular, respectivamente.

B. INFORMACIÓN QUE SE PUEDE SUPONER POR DESCONOCIMIENTO.

Dada la dificultad que se pueda tener en conocer información específica, como es: $f'c$, f_y , el peso que cargan los estribos (W_c), entre otros, se pueden suponer los valores con base en lo que se comenta a continuación.

- Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$). Se demostró que de una muestra de 37 puentes se pudo ver que el $f'c$ de estribos puede variar entre 175 Kg/cm² hasta 500 Kg/cm², siendo predominantes valores alrededor de 200 Kg/cm², por lo que ante la incertidumbre de la variabilidad de este parámetro y siendo conservadores ante su desconocimiento se recomienda suponer un valor de 200 Kg/cm².
- Esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo (f_y). Tanto para el refuerzo longitudinal como transversal es común suponer que f_y es de 4200 kg/cm², no obstante ante la duda se puede asumir el valor de 4000 Kg/cm², con una deformación de fluencia (ϵ_y) de 0.0019.
- Peso que cargan los estribos (W_c). Lo recomendable para estimar este valor sería realizar la bajada de cargas correspondiente por concepto de carga muerta y carga móvil o bien rescatar el dato de memorias de cálculo. Sin embargo, puede resultar una labor muy elaborada y difícil. Por lo que si se toma en consideración que en la literatura se reportan valores promedios de W_c del orden del 10% de la resistencia a compresión de la sección bruta del apoyo de la viga en el estribo, es decir, $0.1f'cA_g$ (Wehbe et al., 1996), aunque en el

caso de puentes con estribos aislados pueden alcanzar $0.15f_c A_g$, se puede proponer de manera simple los siguientes valores de W_c :

Puentes con estribos aislados.

$$W_c = 0.15 f'_c A_g$$

Puentes con estribos que forman marco.

$$W_c = 0.10 f'_c A_g$$

- Cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_l) y cuantía de refuerzo transversal (ρ_t, λ_e). En lo que respecta a ρ_l , se puede suponer de 0.02, ya que regularmente se utilizan cuantías alrededor de este valor, aunque pueden llegar a ser superiores a dicho valor. Mientras que para ρ_t y λ_e , se pueden suponer con base en el año que se construye, tal como se muestra en la tabla N°01.

Tabla N°01

Cuantías de refuerzo transversal o de confinamiento que se pueden suponer para diferentes años de construcción.

Año de construcción	Refuerzo de confinamiento	
	Sección circular	Sección rectangular
Antes de 1972	$\rho_t = 0.0015$	$\rho_t = 0.0015$ $\lambda_e = 0.0007$
Entre 1972 y 1992	$\rho_t = 0.005$	$\rho_t = 0.005$ $\lambda_e = 0.003$
Después de 1992	$\rho_t = 0.007$	$\rho_t = 0.007$ $\lambda_e = 0.005$

Fuente : Darío Rivera Vargas, Julio 2007

C. PROCEDIMIENTO.

Para la construcción de funciones de vulnerabilidad con base en la información descrita en el capítulo 3, se deriva el procedimiento que a continuación se presenta.

1. Cálculo de la distorsión de fluencia (γ_y)

Estribo aislada o en voladizo

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H$$

Estribos que forman marco (suponiendo que la cubierta se comporta como diafragma rígido), se puede calcular de manera aproximada de la siguiente manera:

$$\gamma_y = \frac{1}{6} \phi_y H$$

$$\text{Sección rectangular} : \phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50 \rho_l - 125 \rho_l^2)$$

$$\text{Sección circular} : \phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{D} (0.30 + 11.20 \rho_l - 146 \rho_l^2)$$

2. Evaluación de la distorsión última (γ_u)

$$\gamma_u (\%) = \beta_o + \lambda_s \frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right)$$

Los valores de $\beta_o, \beta_1, \beta_2$ y β_3 se calculan de acuerdo con las tablas N°02 y N°03. Debido a la incertidumbre que guarda la ecuación respecto a la predicción de la capacidad de deformación, se recomienda que el valor de la distorsión obtenida se multiplique por un factor de 0.8 para estar del lado conservador dada la importancia que tiene esta estimación en la seguridad de estas construcciones.

Tabla N°02

Valores de beta para sección rectangular.

Coeficientes	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'c \leq 20\%$
β_0	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$
β_3	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$

Fuente : Darío Rivera Vargas, Julio 2007

Tabla N°03

Valores de beta para sección circular.

Coeficientes	$P/Agf'c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'c \leq 20\%$
β_0	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 - 189.98 \frac{H}{D}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-(0.38 + 7.15 \frac{H}{D})$
β_3	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$

Fuente : Darío Rivera Vargas, Julio 2007

H : Altura del estribo.

D : Diámetro de la sección.

3. Obtención de la ductilidad de desplazamiento lateral (μ)

$$\mu = \frac{\gamma_u}{\gamma_y}$$

4. Cálculo del periodo de vibración de la estructura (T_{cr})

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{cr}}}$$

Formulas simplificadas para el cálculo de la masa (m)

Sistema con estribos aislados.

$$m = \frac{1}{g} \left(0.15A_g f' c + \frac{1}{3} W_{estribo} \right)$$

Sistema con columnas que forman marco.

$$m = \frac{n}{g} \left(0.10A_g f' c + \frac{1}{3} W_{estribo} \right)$$

Donde,

n = número de apoyos de la superestructura en los estribos, si es que forman marco en la dirección transversal.

$W_{estribo}$ = Peso propio del estribo de sección uniforme.

g = aceleración de la gravedad.

Formulas para calcular la rigidez (K_{cr})

Sistema con estribos aislados.

$$K_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{H^3}$$

Sistema con estribos que forman marco.

- Si los estribos se deforman en curva simple, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es menor que la de sus estribos.

$$K_{cr} = n \frac{3EI_{cr}}{H^3}$$

- Si los estribos se deforman en curva doble, al considerar que la rigidez de la cubierta del puente es mayor que la de sus estribos.

$$K_{cr} = n \frac{12EI_{cr}}{H^3}$$

- I_{cr} se calcula con las siguientes ecuaciones, por tipo de sección.

Rectangular: $\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f'_c}$

Circular : $\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.16\rho_l \frac{P}{A_g f'_c}$

Donde:

I_g : Representa el momento de inercia de la sección bruta no transformada.

$P/A_g f'_c$: Carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien).

- Para calcular el módulo de elasticidad del concreto (E), se puede usar la expresión siguiente:

$$E = 0.1357 W^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

Donde,

W : Peso volumétrico del concreto endurecido en kg/m^3
(puede ser del orden de 2200 kg/m^3)

$f'c$: En kg/cm^2

5. Estimación de la fuerza lateral de fluencia (V_y)

$$V_y = K_{cr} \gamma_y H$$

6. Reducción de la resistencia lateral de la estructura o aceleración debido al comportamiento no lineal (R_μ).

Considerando un amortiguamiento de 0.05 del crítico, por ser el valor normalmente empleado en las construcciones, se tienen las ecuaciones siguientes:

Suelo firme.

$$R_\mu = (1.11\mu - 1.0119) \left[\frac{T^{1.2}}{0.002 + T^{1.2}} \right] + 1$$

Suelo blando.

$$R_\mu = \frac{\left(\frac{T}{T_g}\right)^\theta}{0.175 + \left|\frac{T}{T_g} - 1\right|} (0.5529\mu - 0.55) + 1$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4}$$

7. Calculo de las aceleraciones espectrales (S_a)

Inicio del daño (ligero agrietamiento cuando empieza a fluir el refuerzo longitudinal)

$$S_{a_y} = \frac{V_y}{W_T} g$$

Falla del estribo.

$$S a_u = \frac{V_y}{W_T} R_\mu g$$

Peso total del sistema (W_T)

Sistema con estribos aislados.

$$W_T = 0.15 A_g f' c + W_{estribo}$$

Sistema con estribos que forman marco.

$$W_T = n (0.10 A_g f' c + W_{estribo})$$

8. Deducción de la función de vulnerabilidad.

Es la deducción de la función de índice de daño físico (I_{DF}), denominada en este trabajo como función de vulnerabilidad, se parte de dos puntos básicos de la curva de la función, que son los correspondientes al inicio del daño y un punto previo a la falla, a los cuales se asocia un porcentaje del daño de los estribos, tal como se muestra a continuación.

$I_{DF}(S a_y) = 0.05$ contempla un 5% del daño total.

$I_{DF}(S a_y) = 0.99$ contempla un 99% del daño total.

Con dichos puntos se hacen los reajustes pertinentes para obtener los parámetros a y m , correspondientes a la función de vulnerabilidad (ecuación 1), en términos de aceleraciones, se emplean las expresiones siguientes:

$$m = \frac{-5.69734}{\ln\left(\frac{S a_y}{S a_u}\right)}$$

$$a = \frac{\ln(0.99)}{\left(\frac{S a_y}{S a_u}\right)^m}$$

Finalmente, la función de vulnerabilidad toma la forma siguiente:

$$I_{DF}(Sa_i) = 1 - e^{-\alpha u^m}$$

$$u = \frac{Sa_i}{Sa_u}$$

Donde, Sa_i es la aceleración demandada en el puente y para el cual se quiere saber su grado de vulnerabilidad.

9. Interpretación de las funciones de vulnerabilidad.

Es fácil interpretar los valores extremos del índice de daño físico (I_{DF}), cero y uno, pero no así los valores intermedios, para los cuales sería deseable contar con información completa de puentes dañados por sismos. Sin embargo, de acuerdo a los estudios realizados por Rivera, 2005; Karim y Yamazaki, 2001; presentaron un rango de valores de I_{DF} asociado a un nivel de daño y a un grado de vulnerabilidad, con lo cual se tiene una interpretación aproximada de las curvas de vulnerabilidad de puentes urbanos.

Tabla N°04

Interpretación del I_{DF} .

I_{DF}	Nivel de daño	Vulnerabilidad
$0.00 < I_{DF} < 0.05$	Nulo	Muy bajo
$0.05 \leq I_{DF} \leq 0.15$	Ligero	Bajo
$0.15 < I_{DF} \leq 0.40$	Moderado	Medio
$0.40 < I_{DF} < 0.95$	Severo	Alto
$0.95 \leq I_{DF}$	Completo	Muy alto

Fuente : Rivera, 2005; Karim y Yamazaki, 2001.

Tabla N°05

Descripción de los estados de daño en puentes.

Nulo (Sin Daño)	Ningún daño notable a causa del terremoto.
Ligero (Leve)	No hay peligro estructural inminente o con daño fácilmente reparables, como leves desplazamientos y grietas en la zona superior de las columnas, grietas en las rotulas, leve movimiento o asentamiento de los estribos y/o rotulas.
Moderado	Desprendimiento en las columnas o grietas de cizalle, daño importante en las juntas de los estribos/pilares.
Severo	Agrietamiento de las columnas e insuficiencia de barras de refuerzo en la base, para los casos donde el daño grave y no puede ocurrir fatiga cerca de la rotula.
Completo (Colapso)	La superestructura se desplaza fuera de los soportes o los apoyos fallan

Fuente : Basöz, et al. 1999.

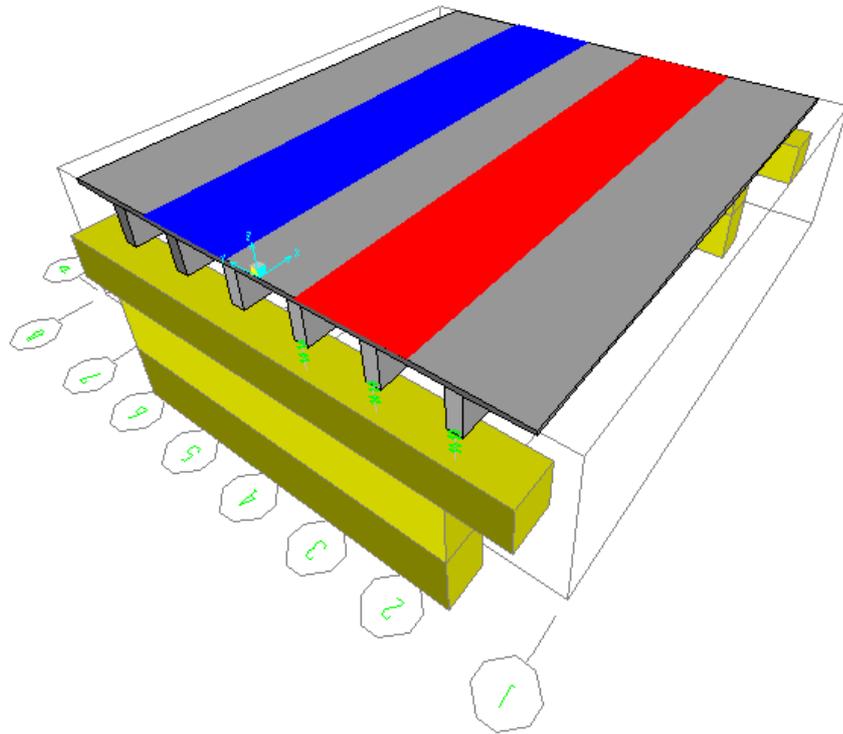
b.2) Análisis para la comprobación del método de la vulnerabilidad (I_{DF}).

Utilizando el programa computaciones SAP 2000 V17 - CSIBridge V17, y con los datos coleccionados se estimó el desplazamiento y la deflexión de la superestructura con referencia a los estribos del puente.

A. PUENTE CONFRATERNIDAD INTERNACIONAL ESTE

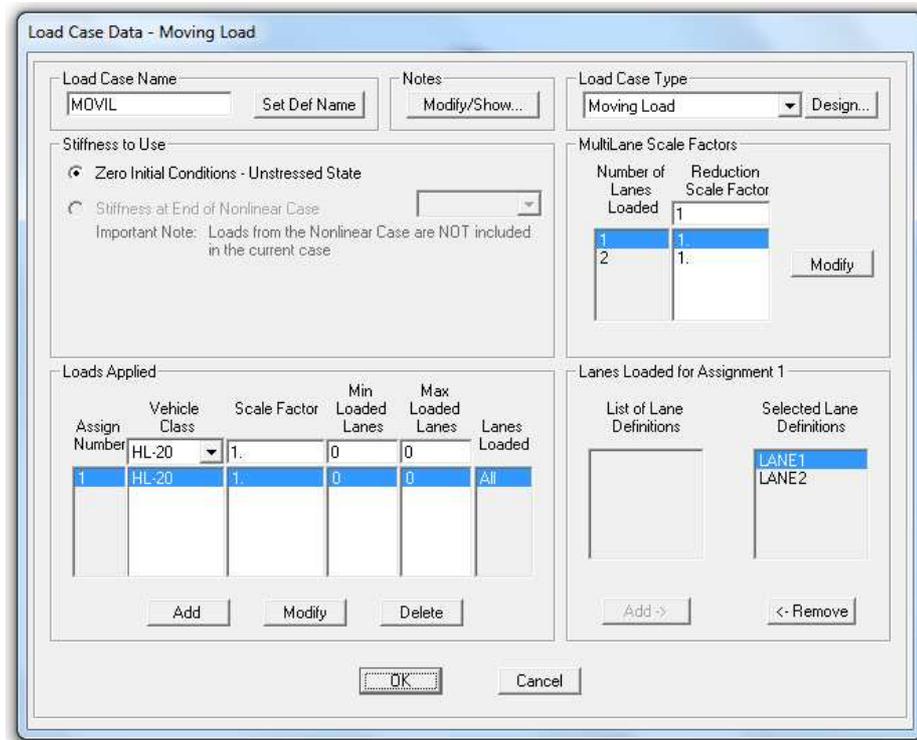
Figura N°02

Modelación 3d - SAP2000 (CSIBridge), Puente Confraternidad
Internacional Este



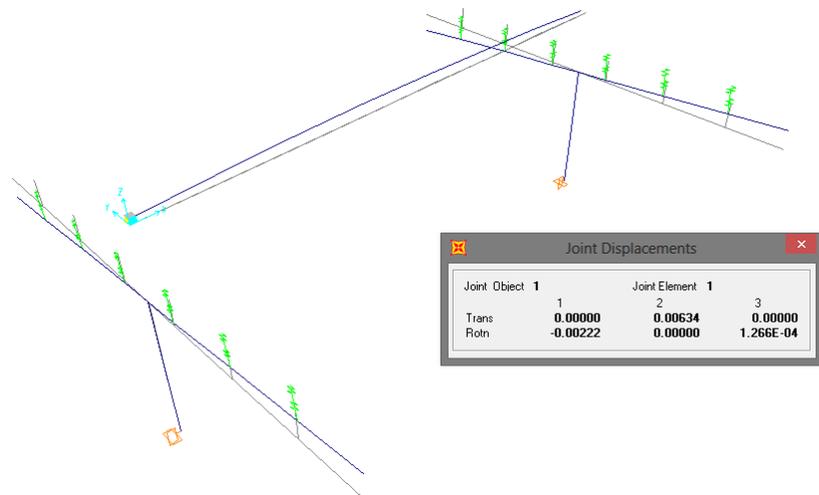
Fuente : Elaboración propia.

A.1 Definición de la carga móvil

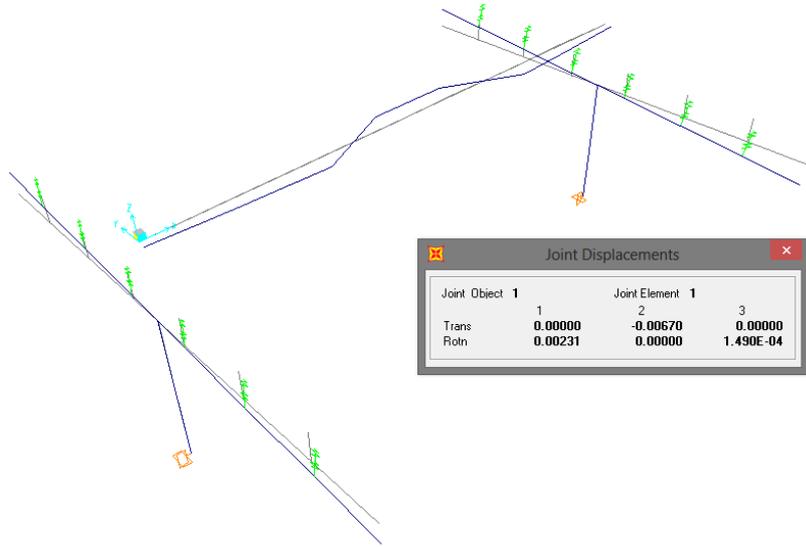


A.2 Desplazamiento lateral de la losa con respecto a los apoyos (estribos)

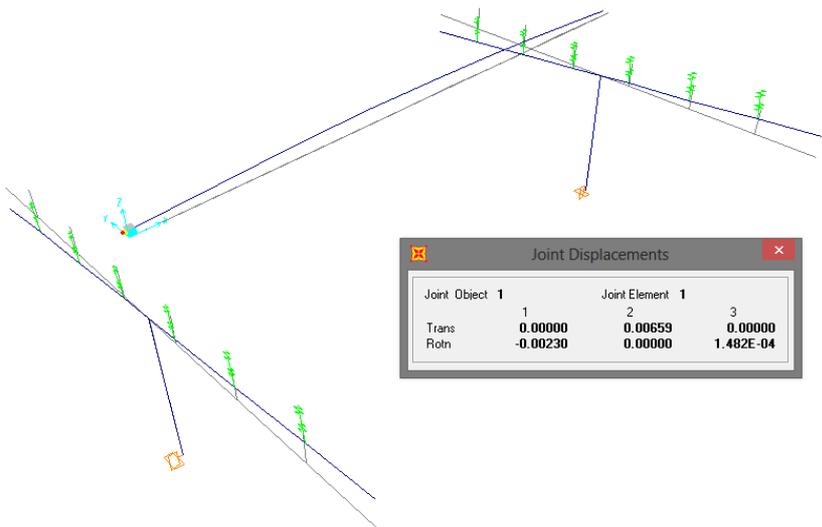
- Código de Registro 7035



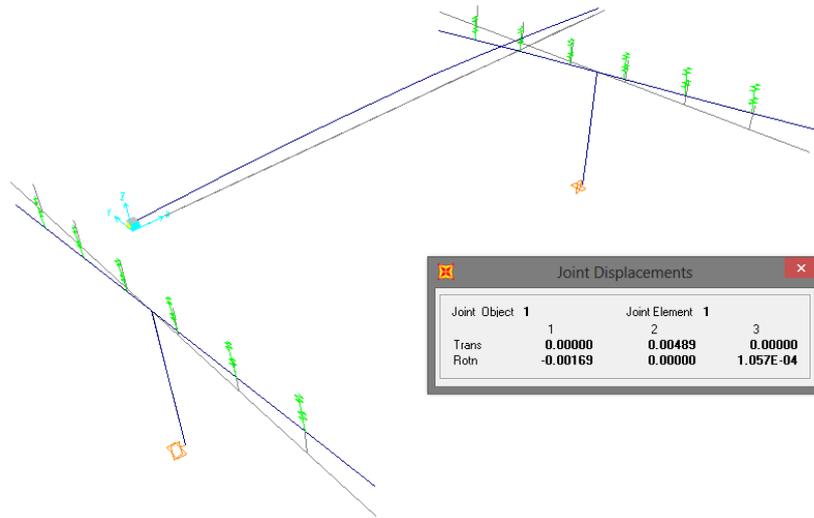
- Código de Registro 7036



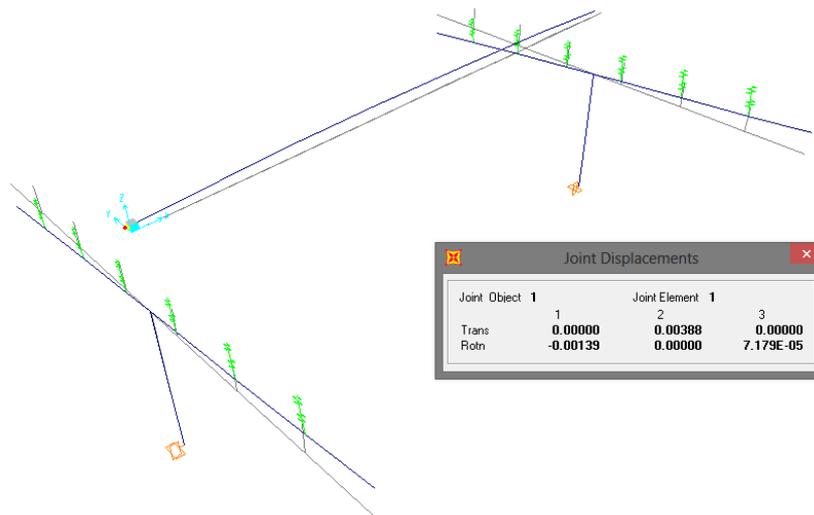
- Código de Registro 7038



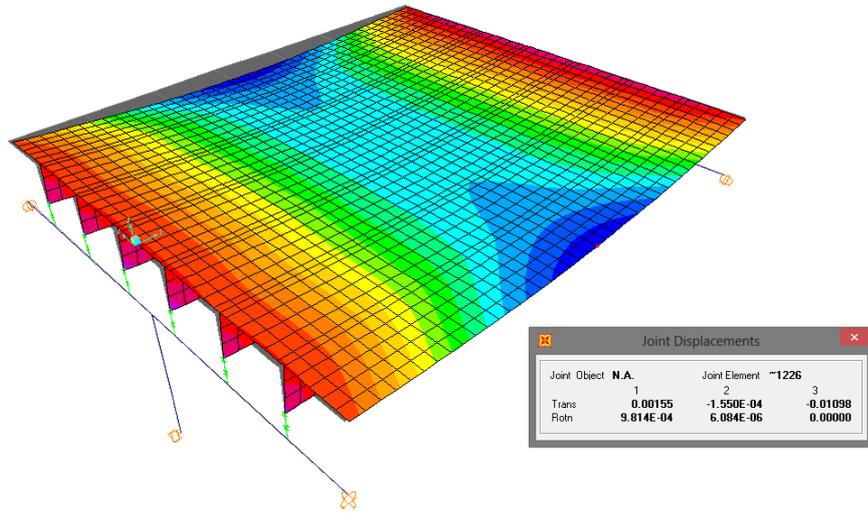
- Código de Registro 7039



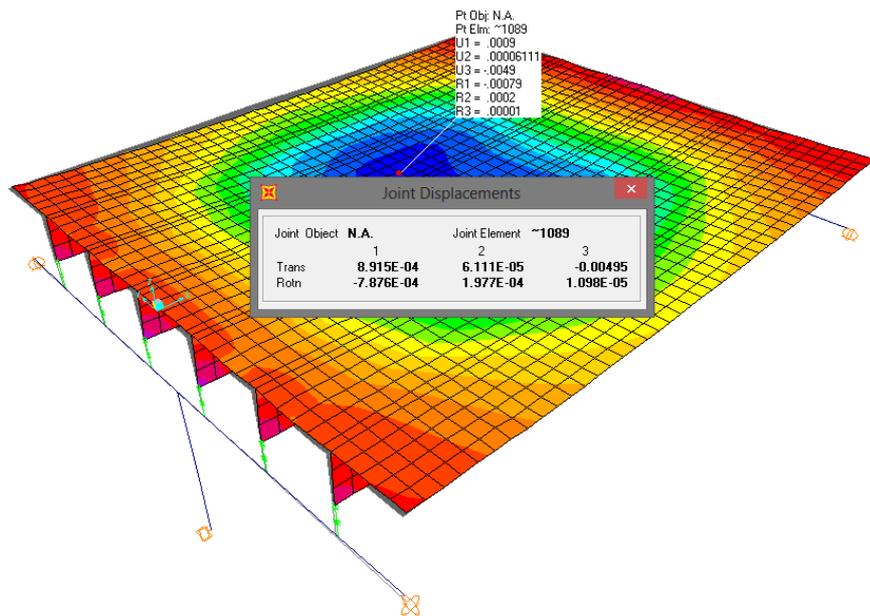
- Código de Registro 7050



A.3 Deflexión de losa por carga muerta.



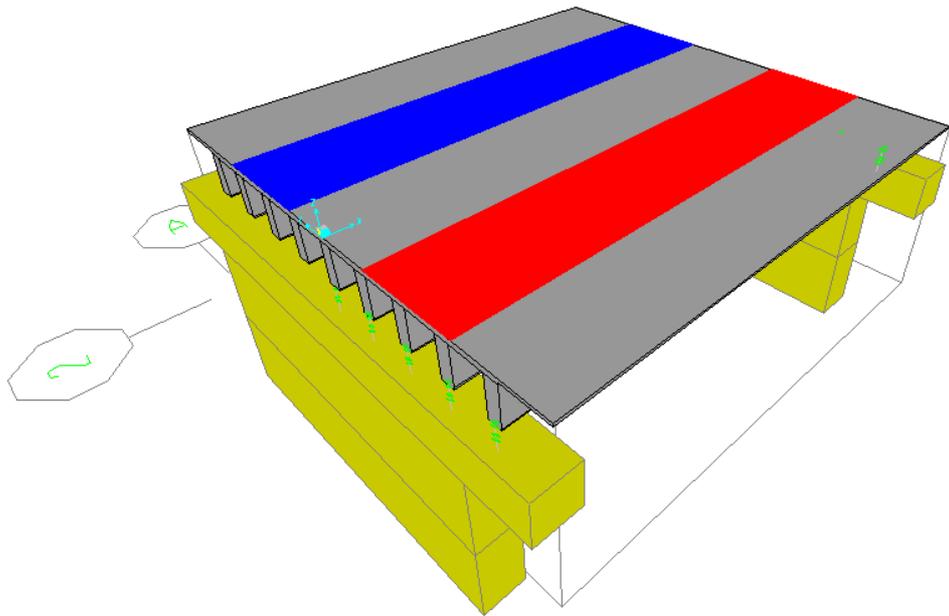
A.4 Deflexión de losa por carga móvil.



B. PUENTE BOLÍVAR

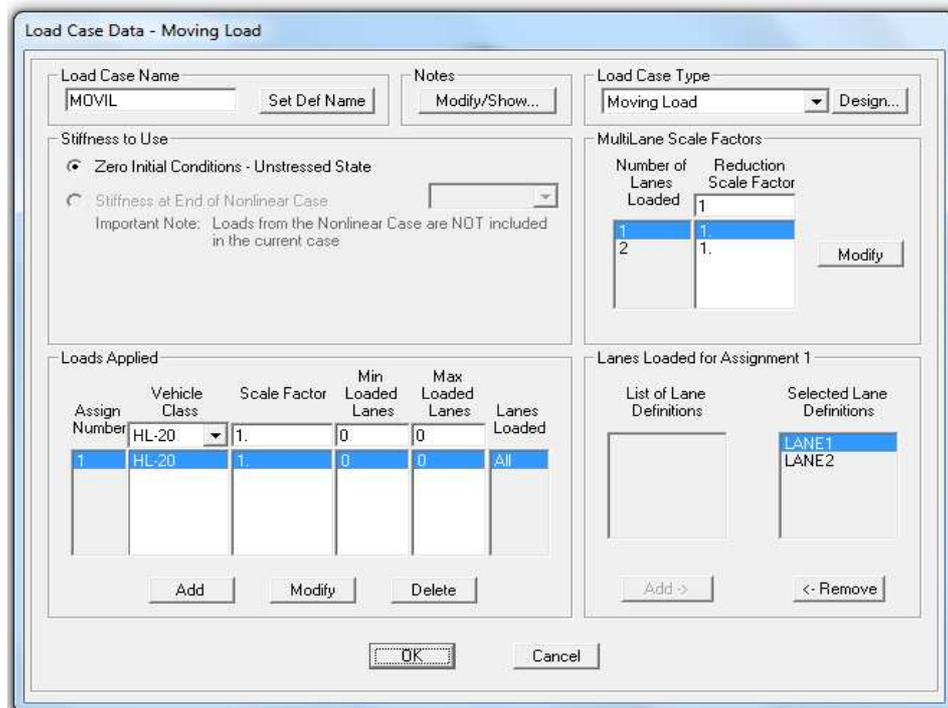
Figura N°03

Modelación 3d - SAP2000 (CSIBridge), Puente Bolívar



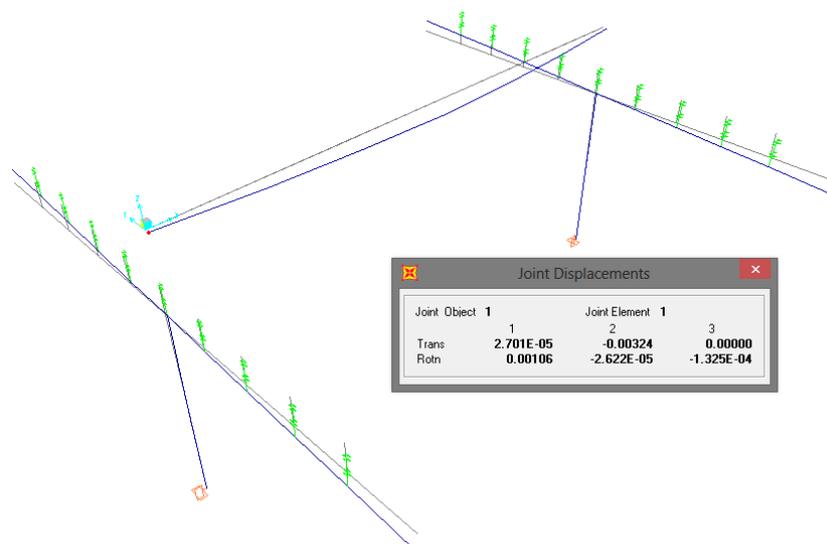
Fuente : Elaboración propia.

B.1 Definición de la carga móvil

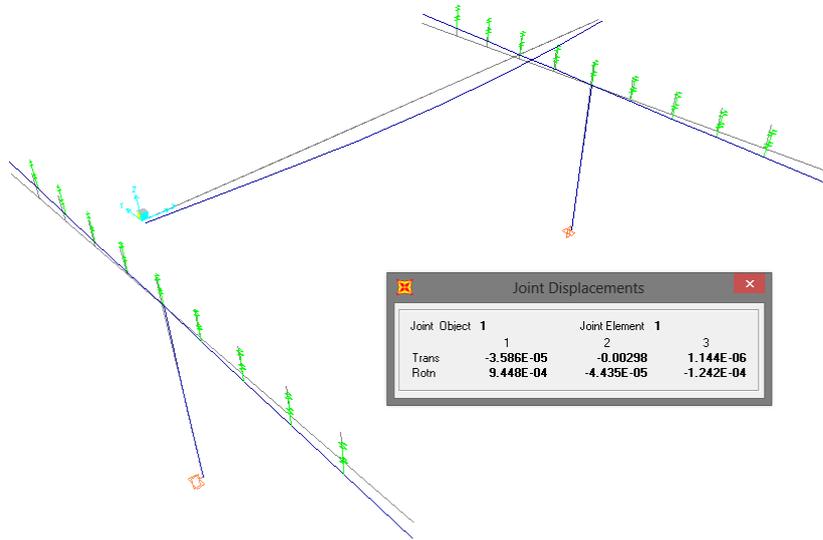


B.2 Desplazamiento lateral de la losa con respecto a los apoyos (estribos)

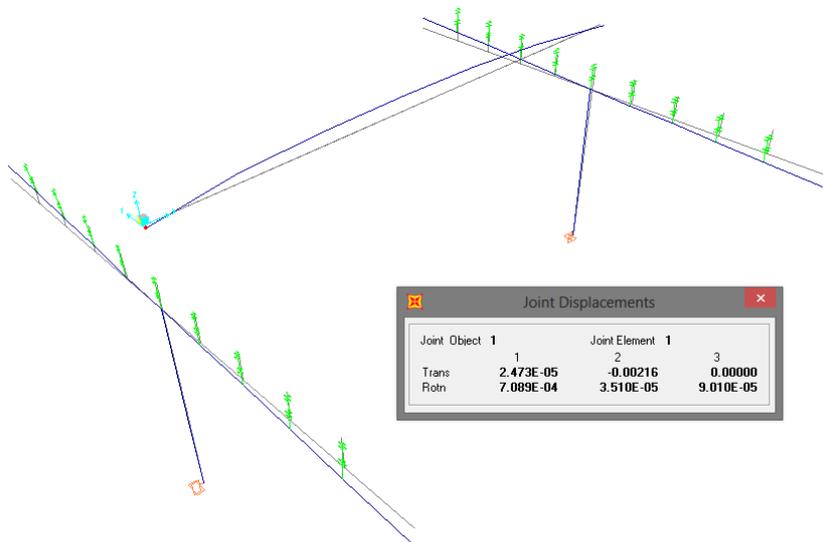
- Código de Registro 7035



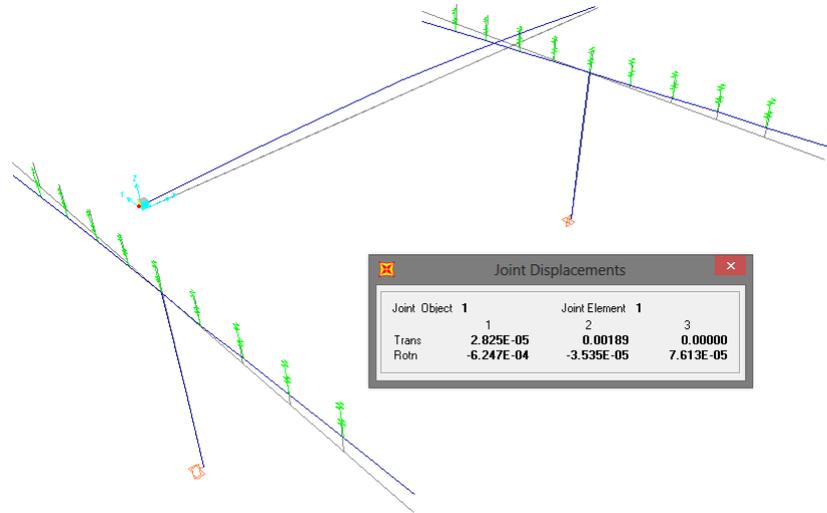
- Código de Registro 7036



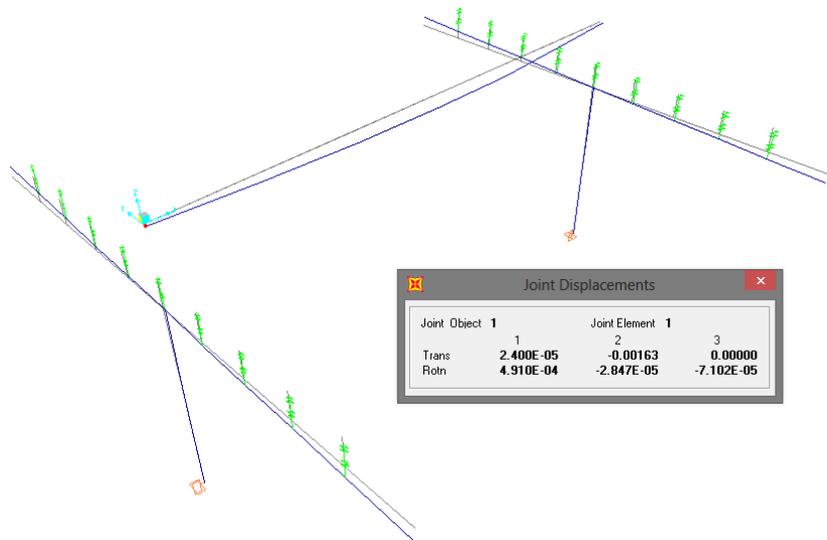
- Código de Registro 7038



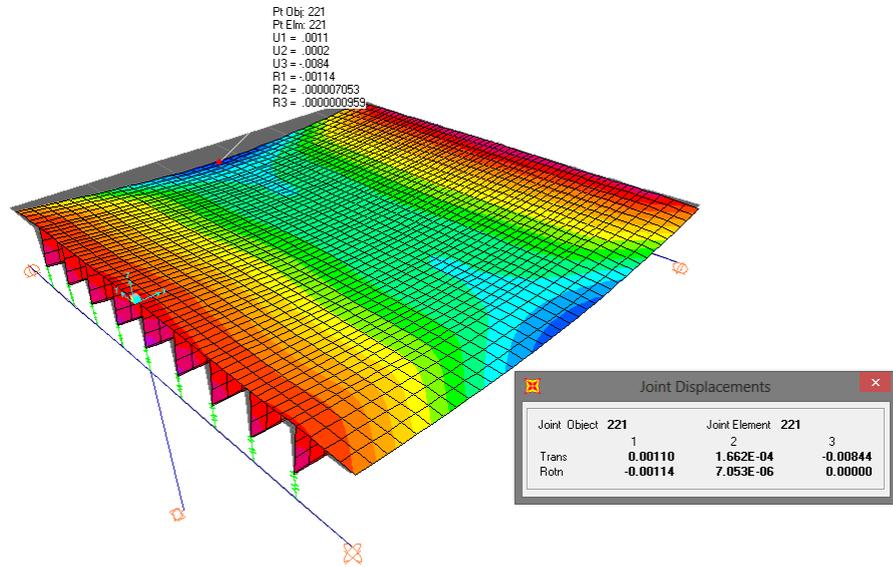
- Código de Registro 7039



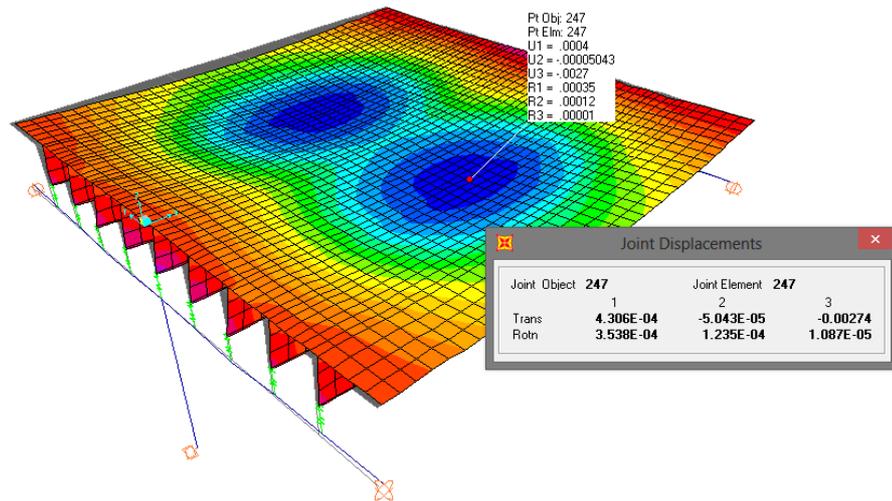
- Código de Registro 7050



B.3 Deflexión de la losa por carga muerta.



B.4 Deflexión de la losa por carga movil.



b.3) Cálculo de la socavación en la base de los estribos de los puentes.

Datos	:	
Rio	:	Quillcay
Tramo	:	Puente Confraternidad Internacional Este
Q ₁₀₀	:	40.57 m ³ /seg
RH	:	3.24 m
B	:	25.00 m
A	:	81.00 m ²
V	:	5.57 m/seg.
TR	:	100.00 años
D ₈₄	:	0.07 m
C	:	0.75
g	:	1,000.00 kg/m ³
gs	:	2,650.00 kg/m ³

a) Método de LISCHTVAN LEVEDIEV - Suelos Granulares

1. Cálculo de u (coeficiente de contracción)

$$\begin{aligned} B &= 25.00 \text{ m} \\ V &= 5.57 \text{ m/seg.} \\ \mu &= 0.998 \end{aligned}$$

2. Cálculo de do (profundidad inicial entre el fondo del lecho y el nivel de agua con el gasto de diseño)

$$\begin{aligned} do &= N_{ag} - P_{fi} \\ do &= 1.830 \end{aligned}$$

3. Cálculo de d_m (Tirante medio) = A/Bc

$$d_m = 3.240$$

4. Cálculo de α = $Qd / (m*B*(d_m^{5/3}))$

$$\alpha = 0.229$$

Cálculo de B (coef. Que toma en cuenta el periodo de retorno TR del gasto del diseño) = $0.8416+0.334*\ln(TR)$

$$\beta = 0.995$$

6. Cálculo de g_m (Peso Especifico de la mezcla de agua-sedimento)

$$g_m = 1,000.457$$

7. Cálculo de $M = 0.388+0.618*(E45/1000)^2$

$$M = 1.007$$

8. Cálculo de d_s

$$d_s = 0.369 \text{ m}$$

9. Cálculo de la altura de socavación (h_s)

$$h_s = 1.461 \text{ m}$$

b) Método de BLENCH

Datos

$$D50 = 71.000 \text{ mm}$$

$$B = 25.000 \text{ mm}$$

$$Q = 40.570 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 0.750 \text{ Kg/m}^3$$

Para trabajar en porcentaje

$$C = 0.00075$$

Cálculo

$$F_{bo} = 1.200 \text{ m/s}^2$$

$$q_f = 1.623 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$d_{fo} = 1.300 \text{ m}$$

Profundidad para transporte de sedimentos d_{fo} :

$$d_{fo} = 1.300 \text{ m}$$

Profundidad de Socavación ($d_s = Z \times d_{fo}$)

Z se obtiene de la tabla para curvatura moderada $Z = 0.60$

$$d_s = 0.780 \text{ m}$$

$$h = 1.050 \text{ m}$$

b.4) Estudios y análisis complementarios relacionados con la investigación que fueron solicitados por el jurado evaluador de la tesis.

b.4.1 Modelo de la Amenaza Sísmica Regional.

La evaluación de la AMENASA SISMICA (grado de exposición), para la zona de estudio, está representado por valores de aceleración horizontal pico del terreno y de la Intensidad Mercalli Modificada (IMM).

El estudio de la AMENASA SISMICA ha permitido integrar el conocimiento sismo – tectónico de la región para determinar el grado de intensidad sísmica probable en la zona de estudio, es así que el laboratorio Geotécnico del CISMID de la UNI, en coordinación con la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo de Huaraz, desarrollaron un programa complementario de investigación del subsuelo entre 1991 y 1992, que permitió actualizar el conocimiento del subsuelo de la ciudad de Huaraz y proponer una nueva interpretación de la microzonificación sísmica. Estos estudios se documentan en Huamán et al (1992), Gonzales (1994) y Salazar (1994), quienes para el estudio desarrollaron como variable representativa de la amenaza, la estimación de la aceleración máxima esperable en el sitio calculado mediante el programa de cómputo RISK desarrollado por R. McGuire (1976) con datos de atenuación de Casa Verde y Vargas (1980), y los de recurrencia sísmica calculados por el

CISMID; Evaluaron las aceleraciones esperadas para las coordenadas 9.25°S a 9.75°S y 77.25°W a 77.75°W, las que encierran todo el área de estudio, y para las coordenadas de la ciudad de Huaraz (9.53°S, 77.57°W)

Para determinar los valores máximos de diseño consideraron sismos de 200 y 400 años de periodo de retorno, recomendando valores de aceleración máxima de 0.50g para el sismo extremo y 0.40g para el sismo de operación. Para la aceleración efectiva recomendaron valores de 0.33g para el sismo extremo y de 0.27g para el sismo de operación. Estos valores corresponden a suelo firme y no reflejan la amplificación local del suelo.

En el siguiente cuadro presentamos los resultados para periodos de retorno de 30, 50, 100, 200, 500 y 1,000 años.

Tabla N°06

Aceleraciones Máximas Esperadas (%g)
(CISMID, 1992)

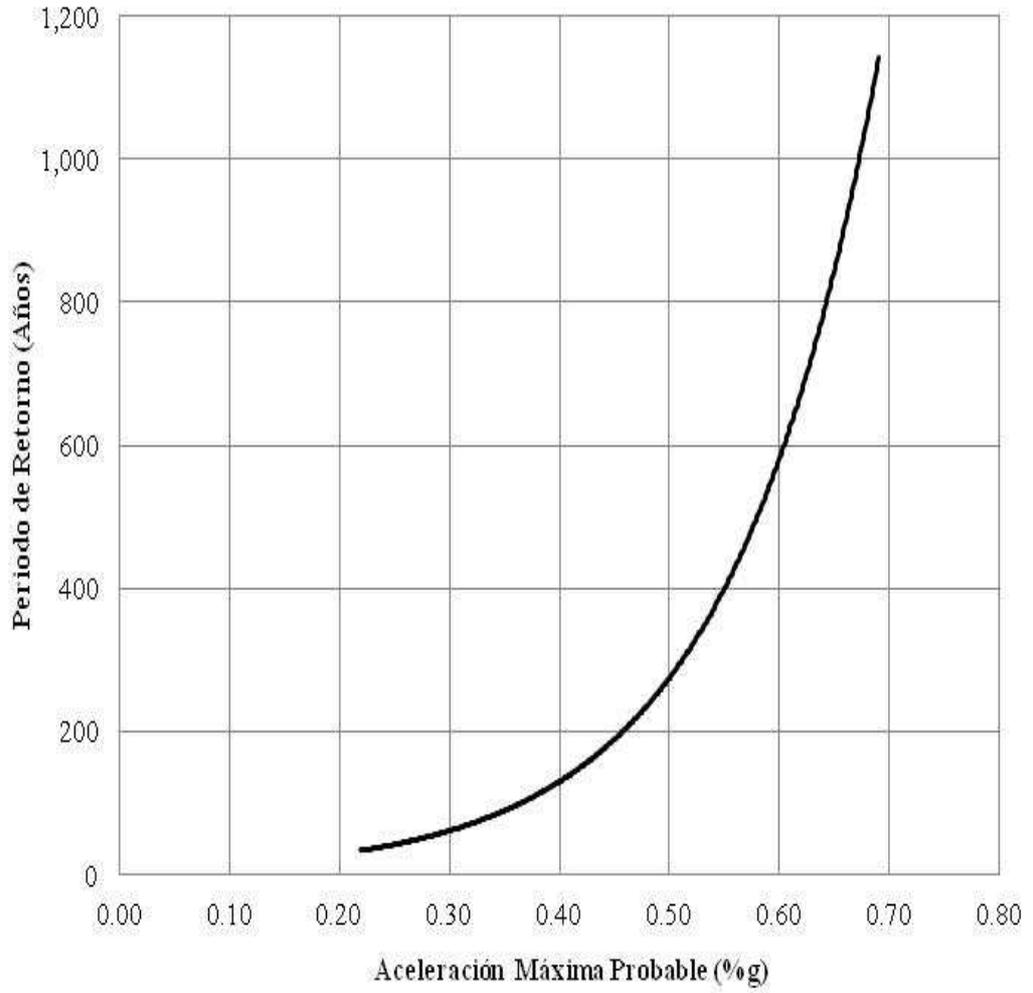
Lugar	Periodo de retorno (Años)						
	30	50	100	200	400	500	1,000
Ciudad de Huaraz (9.53°S, 77.57°W)	0.22	0.28	0.35	0.44	0.54	0.58	0.69

Fuente : Gonzales, César (1994)

Figura N°04

AMENAZA SÍSMICA

ACELERACIÓN Vs PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA



Fuente : Elaboración propia.

Así también indicamos que la zona de subducción desde Perú hasta Colombia es la mayor fuente de terremotos grandes; por eso la amenaza sísmica es mayor en el borde del Pacífico de la subregión, donde la fuerza de los terremotos sobre la superficie de la tierra y las edificaciones es más destructiva.

b.4.2 Espectro respuesta de la aceleración para modelar la respuesta dinámica del suelo.

Después de conocer las características del sismo con una probabilidad de ocurrencia determinada de acuerdo con los parámetros obtenidos en la amenaza, se procede a obtener las señales, traídas de ambientes similares de sismos reales que concuerden adecuadamente con el estudio de amenaza sísmica, para luego ser filtradas por el suelo y obtener la respectiva respuesta en la superficie.

En ese sentido, para modelar la respuesta dinámica del suelo ante las últimas sollicitaciones sísmicas a que eventualmente se vería sometido en el caso de presentarse un sismo cercano se utilizó los Registros Sísmicos de Aceleraciones del Terreno, más significativos a la zona de estudio, registrados por el Instituto Geografía del Perú.

Tabla N°07

Catálogo de Sismos Peruanos

Código	Fecha	Denominación	Componente	Data	PGA	PGV	PGD
7035	17/10/1966	N82W	Horizontal	3283	-180.59	13.23	7.35
7036	17/10/1966	NO8E	Horizontal	3282	-269.34	-21.60	-16.60
7038	31/05/1970	S/R	Horizontal	2259	-104.82	4.71	1.55
7039	31/05/1970	S/R	Horizontal	2259	-97.75	6.98	2.64
7050	03/10/1974	1421 GCT NO8E	Horizontal	4899	178.95	10.30	-5.34

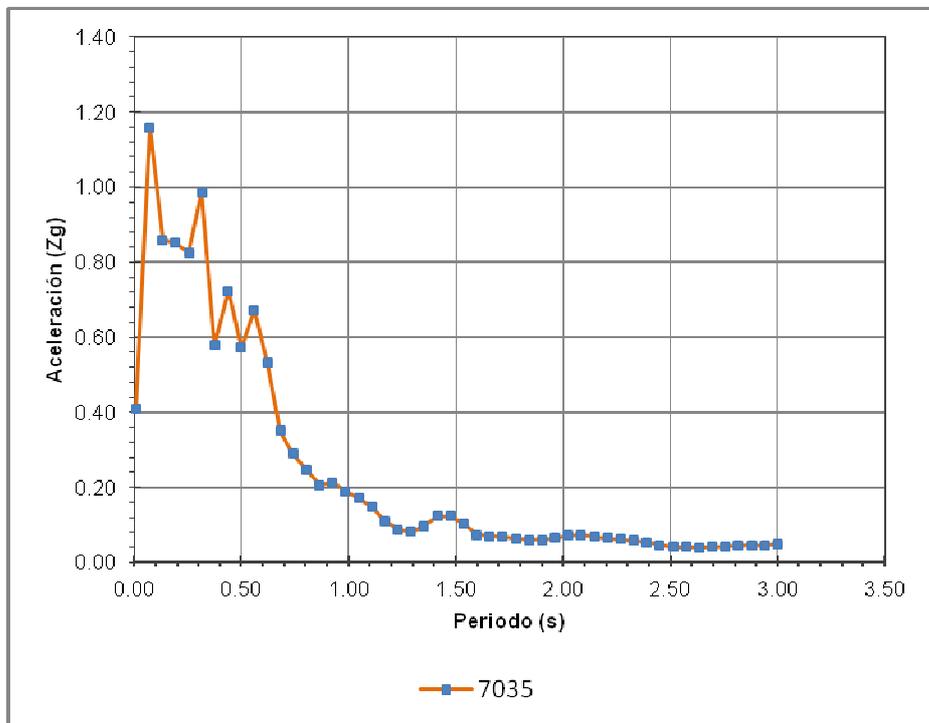
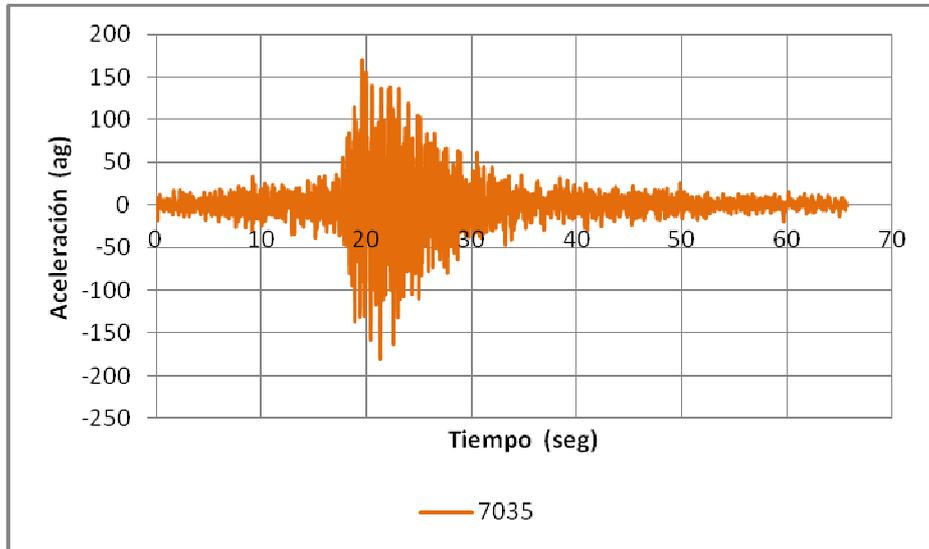
Fuente : IGP (instituto geográfico del Perú)

Los datos fueron procesados para obtener la señal que probablemente llego al basamento rocoso, para luego ser presentados en gráficos de pseudo aceleraciones o aceleración espectral y los espectros de aceleración según norma peruana E030; posteriormente y de acuerdo a las propiedades dinámicas del sistema suelo-puente comparamos los parámetros dinámicos medidos con base en la instrumentación y los resultados producto de la norma técnica E030, diseño sismo resistente, y la microzonificación sísmica de la ciudad de Huaraz.

Figura N°05

Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g.

Código de Registro 7035

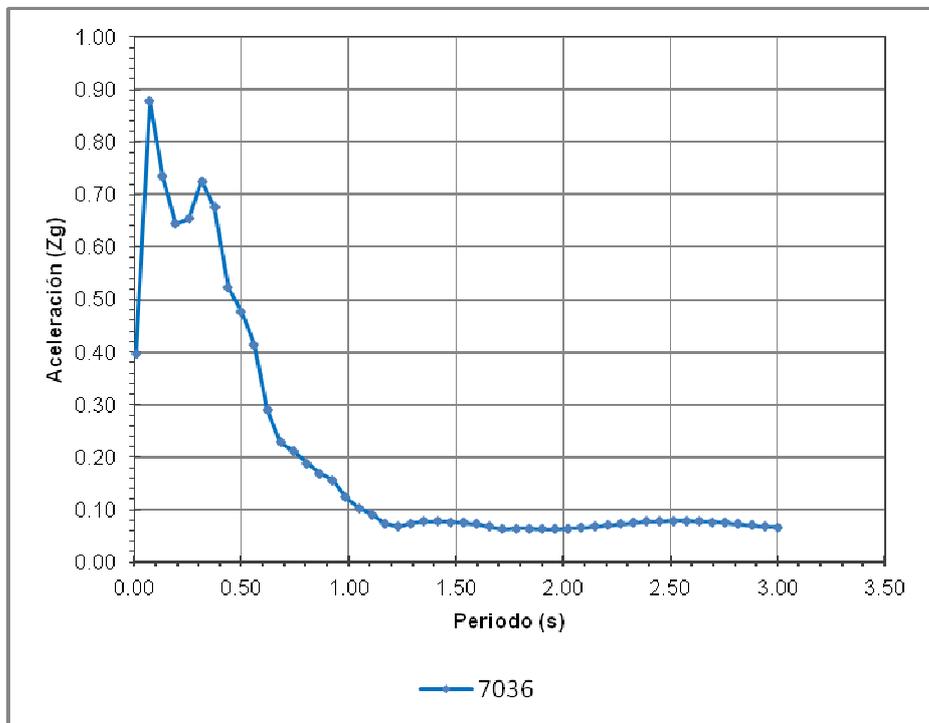
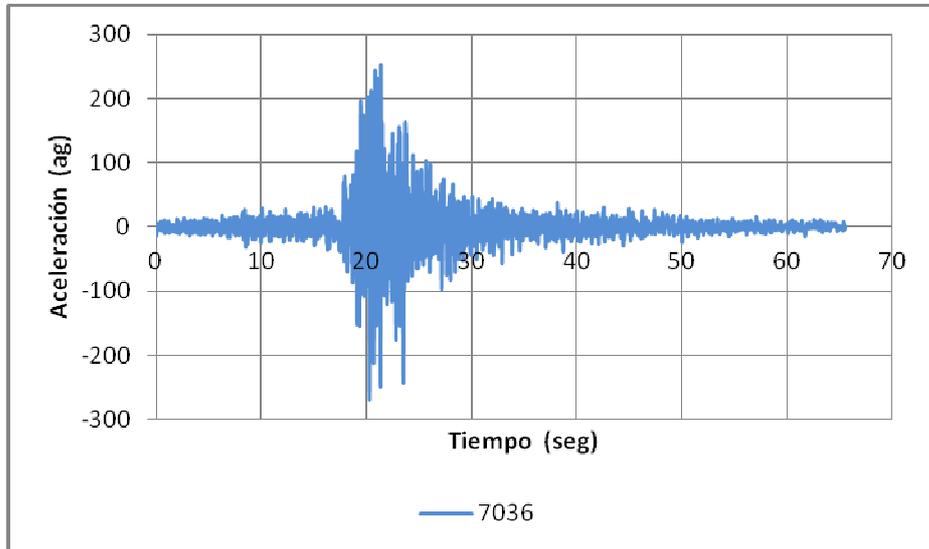


Fuente : Elaboracion propia

Figura N°06

Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g.

Código de Registro 7036

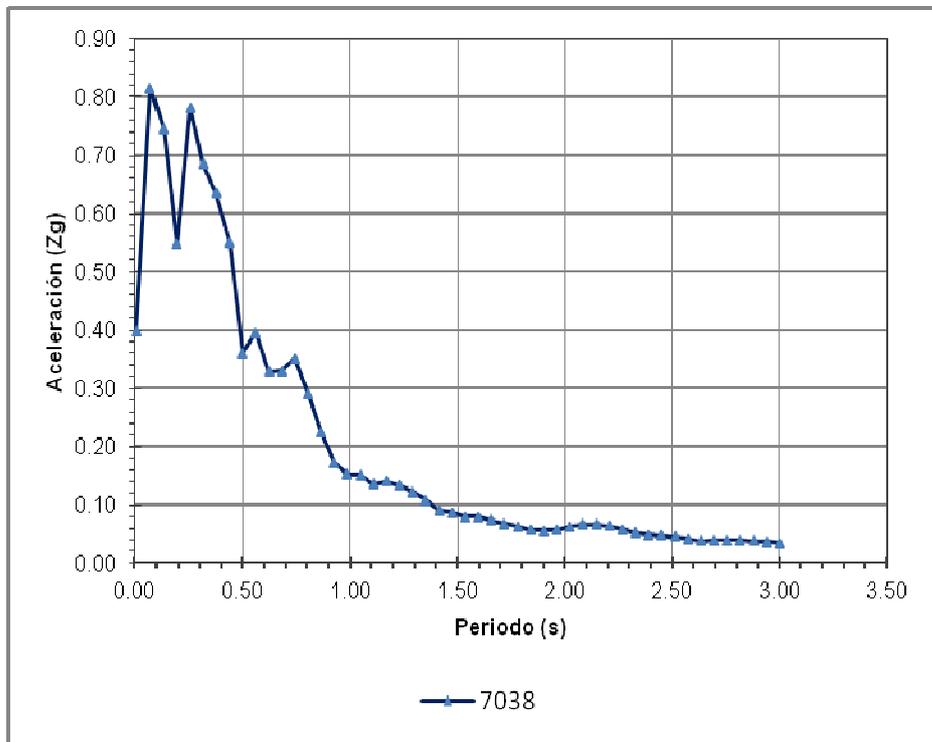
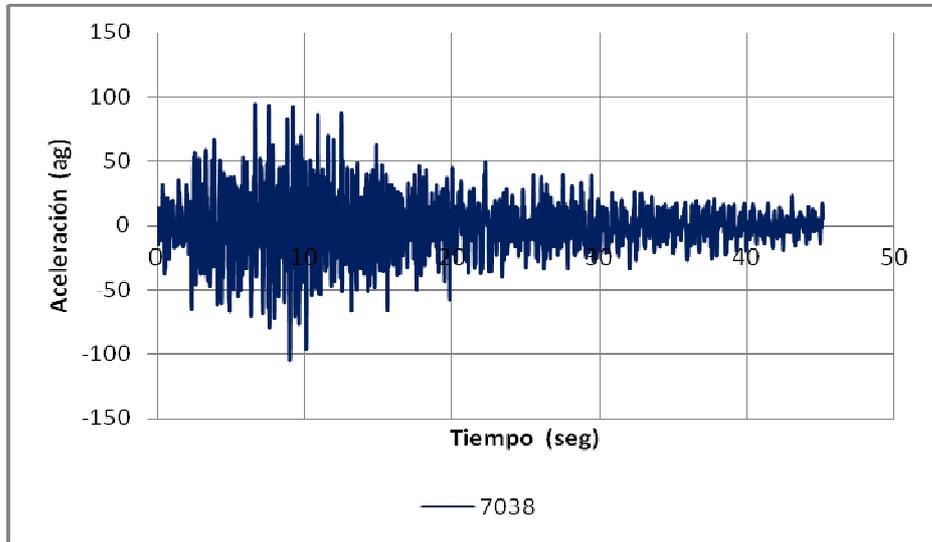


Fuente : Elaboracion propia

Figura N°07

Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g.

Código de Registro 7038

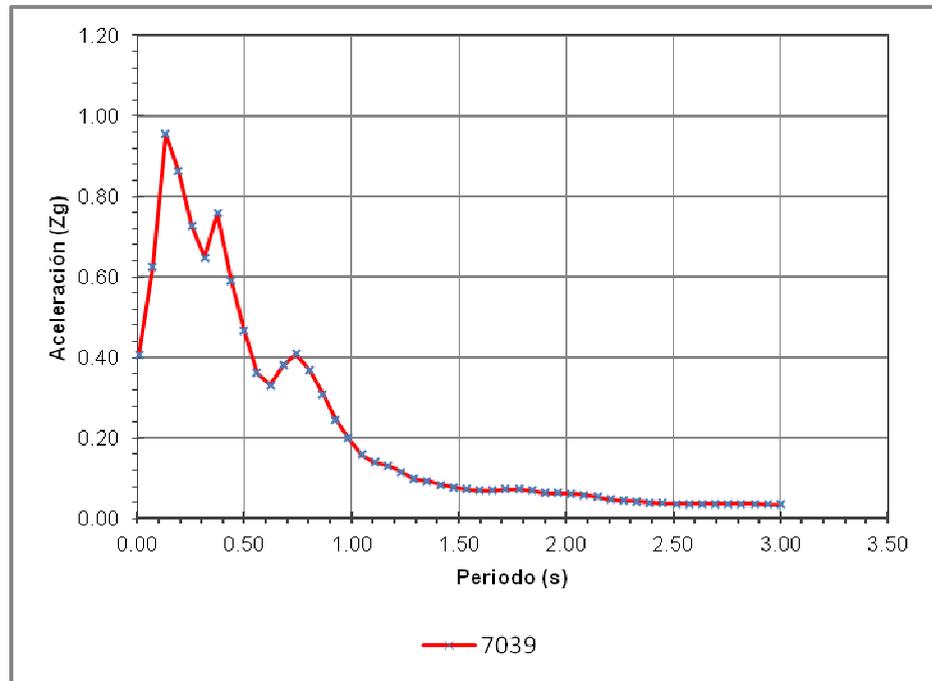
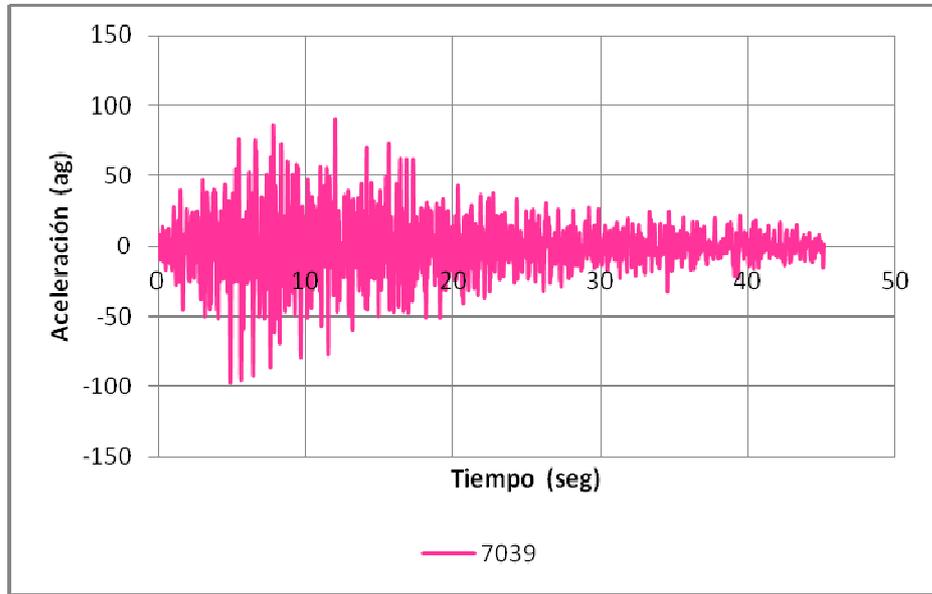


Fuente : Elaboracion propia

Figura N°08

Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g.

Código de Registro 7039

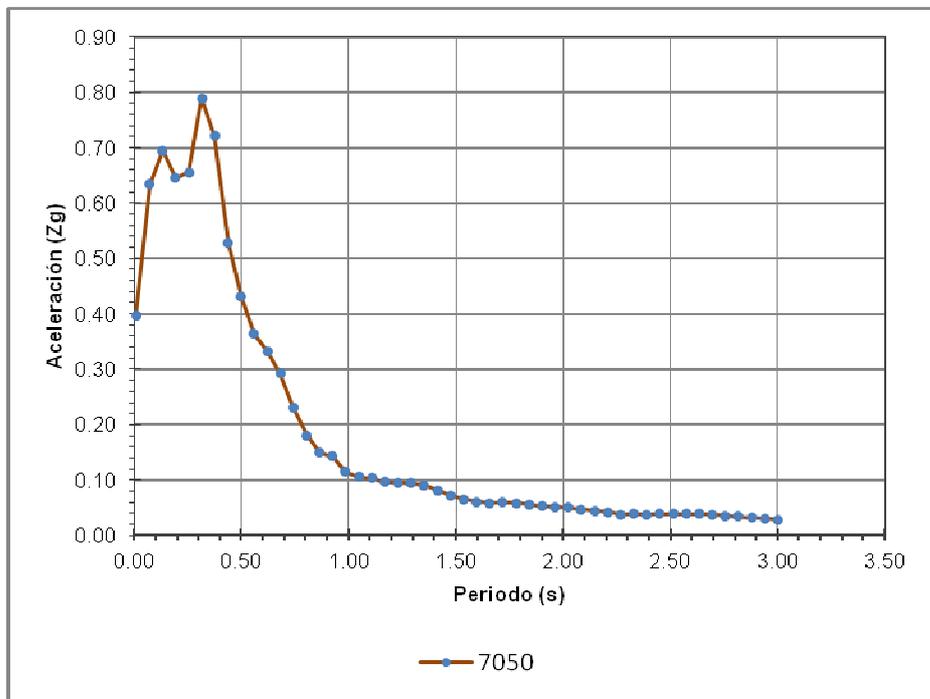
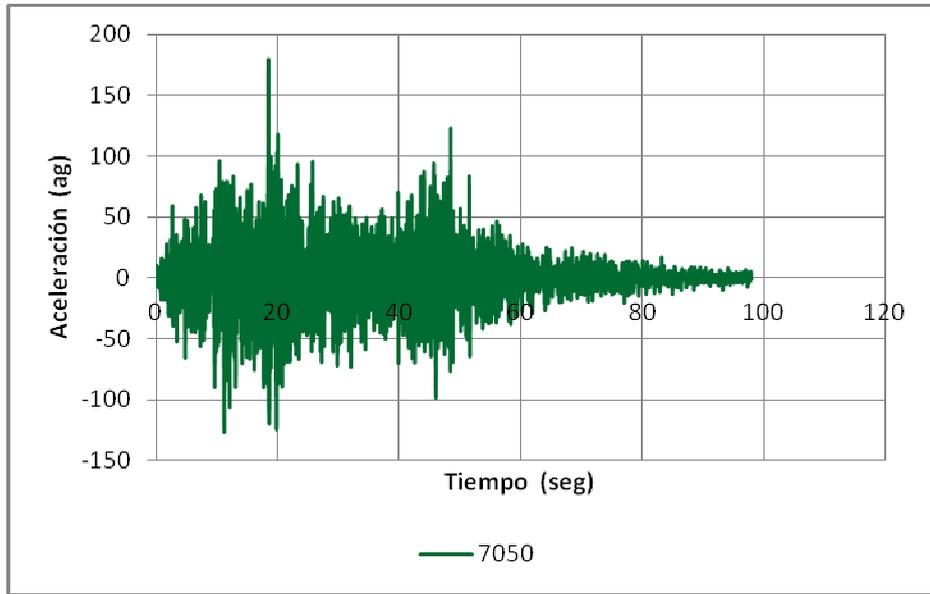


Fuente : Elaboracion propia

Figura N°09

Acelerograma y espectro respuesta para un sismo de 0.40 g.

Código de Registro 7050



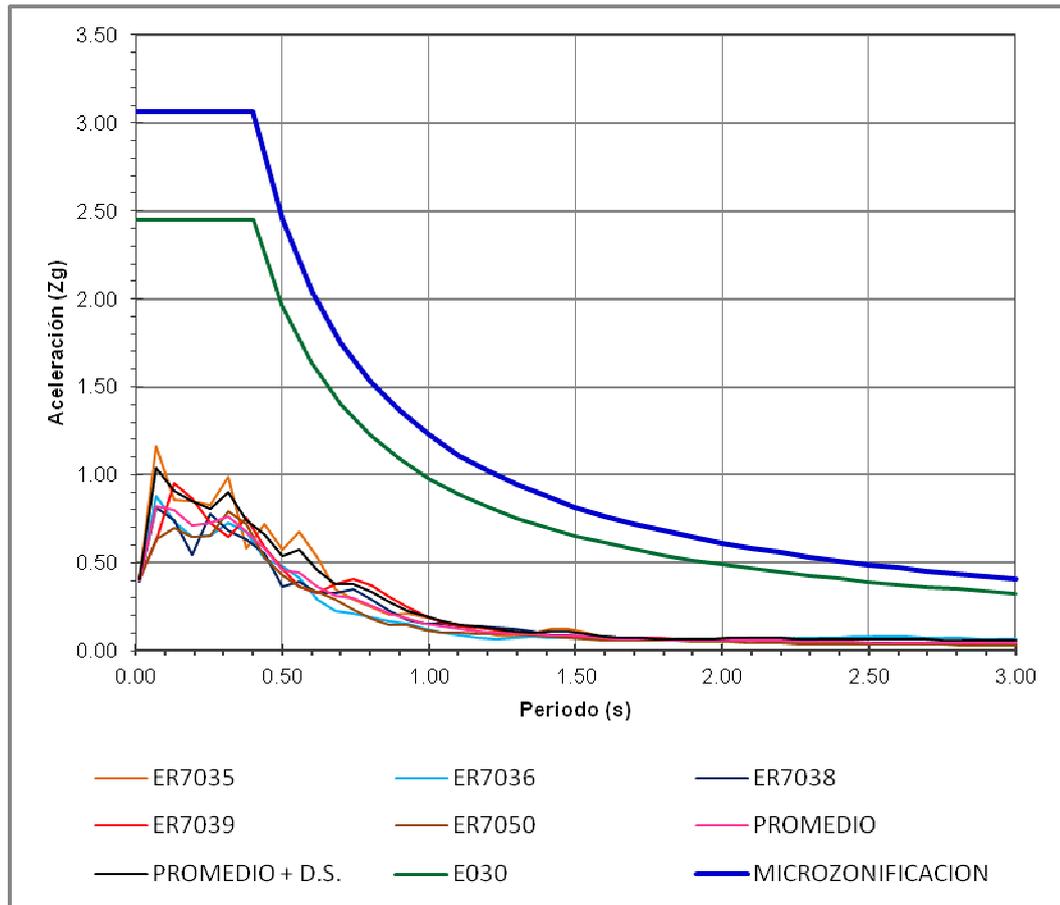
Fuente : Elaboracion propia

Figura N°10

Grafico de comparación del espectro respuesta

Códigos de registro, norma E030 y planteamiento de la microzonificación

sísmica en la ciudad de Huaraz



Fuente : Elaboracion propia

b.4.3 Identificación de los registros de sismo representativos para el análisis de respuesta.

Para el análisis de respuesta, se han identificado y utilizado los Registros Sísmicos de Aceleraciones del Terreno, más significativos y cercanos a la zona de estudio reportados por el Instituto Geografía del Perú.

Tabla N°08

Catalogo De Sismos Peruanos

Código	Fecha	Denominación	Componente	Data	PGA	PGV	PGD
7035	17/10/1966	N82W	Horizontal	3283	-180.59	13.23	7.35
7036	17/10/1966	NO8E	Horizontal	3282	-269.34	-21.60	-16.60
7038	31/05/1970	S/R	Horizontal	2259	-104.82	4.71	1.55
7039	31/05/1970	S/R	Horizontal	2259	-97.75	6.98	2.64
7050	03/10/1974	1421 GCT NO8E	Horizontal	4899	178.95	10.30	-5.34

Fuente : IGP (instituto geográfico del Perú)

b.4.4 Valores probabilísticos de la amenaza sísmica.

Tabla N°09

Aceleraciones Máximas Esperadas (%g)

(CISMID, 1992)

Lugar	Periodo de retorno (Años)						
	30	50	100	200	400	500	1,000
Ciudad de Huaraz (9.53°S, 77.57°W)	0.22	0.28	0.35	0.44	0.54	0.58	0.69

Fuente : Gonzales, César (1994)

b.4.5 Identificación del número de fuentes sismogénicas dentro del área de influencia.

La determinación de las fuentes sismogénicas fueron delineados en base a la distribución de epicentros, así como las características tectónicas y geológicas asociadas a la actividad sísmica del área de influencia. Las fuentes se delinearón como área al no contar con datos suficientes para modelar fuentes lineales (fallas).

De las 27 fuentes sismogénicas establecidas por Casaverde y Vargas (1980), se ha considerado 12 fuentes que tienen influencia en el área de estudio los cuales son: F1, F2, F9, F10, F11, F12, F13, F17, F18, F19, F20 Y F21.

A continuación presentamos las 12 fuentes mencionadas que están delimitadas por, Latitud 5.00°S a 13.00°S y Longitud 71.00°W a 83.00°W.

Tabla N°10

Parámetros Sismológicos de las Fuentes Sismogénicas

Fuente	Magnitud Mínima Mo	Magnitud Máxima Mo	Beta	Tasa	Profundidad (Km)
F1	5.0	7.60	1.2581	0.7655	25, 35, 45
F2	5.0	7.90	1.1485	1.8309	35, 45
F9	5.0	6.50	0.6941	0.1703	5
F10	5.0	7.30	0.9422	0.5532	75
F11	5.0	7.50	1.1366	0.5031	35
F12	5.0	7.10	1.2379	0.2014	80, 100
F13	5.0	7.00	1.0521	0.0651	35
F17	5.0	7.30	0.9918	0.5365	35
F18	5.0	7.50	0.9026	1.1108	110, 170
F19	5.0	7.00	0.9616	0.2865	35
F20	5.0	7.00	1.0483	0.4172	35
F21	5.0	7.00	1.2443	0.7983	140

Fuente : CISMID, 1992

b.4.6 Ley de atenuación utilizada.

Se han utilizado dos leyes de atenuación de aceleraciones, la primera es la propuesta por Casaverde y Vargas (1980), y ha sido empleada para las fuentes asociadas al mecanismo de subducción. Esta ley está basada en los registros de acelerógrafos de las componentes horizontales de diez sismos peruanos registrados en Lima y alrededores. Los sismos fueron registrados en acelerógrafos instalados en el local del Instituto Geológico en la Plaza de Habich, en el Instituto Geofísico en la Av. Arequipa y en Zarate, en la casa del Dr. Huaco en las gardenias y en la Molina.

Es notoria la menor atenuación de los sismos peruanos en comparación con atenuaciones de sismos en otras partes del mundo.

La ley de atenuación propuesta por Casaverde y Vargas es:

$$a = 68.70 e^{0.80 Ms} (R + 25)^{-1.0}$$

Donde:

a = es la aceleración en cm/seg^2

Ms = es la magnitud de las ondas superficiales

R = es la distancia hipocentral en km.

No se cuenta con datos de registros de aceleraciones en la zona de estudio, hubiera sido adecuado contar con una ley de atenuación más representativo para la zona de estudio, pero la escasez de datos registrados en la ciudad de Lima son los únicos con la que se cuenta en el Perú.

La segunda ley de atenuación utilizada es la propuesta por McGuire (1974) para la costa Oeste de los Estados Unidos y ha sido empleada para las fuentes asociadas a sismos continentales. Esta ley tiene la forma:

$$a = 472 \times 10^{0.28 Ms (R+25)^{-1.8}}$$

Que expresada en forma logarítmica resulta:

$$\ln a = 6.156 + 0.64 Ms - 1.30 \ln(R + 25)$$

Donde:

a = es la aceleración en cm/seg²

Ms = es la magnitud de las ondas superficiales

R = es la distancia hipocentral en km.

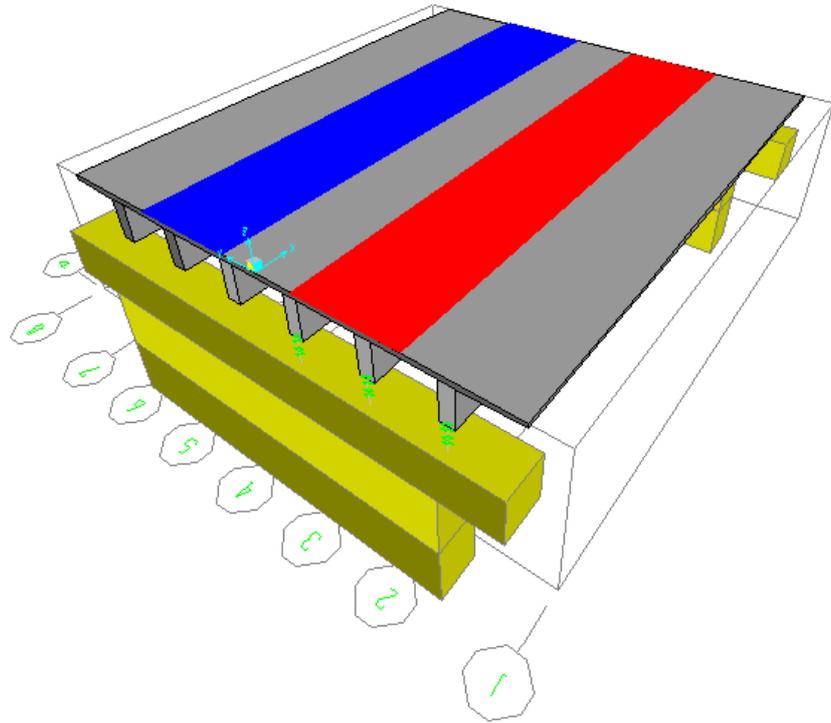
Como existe una relativa cercanía entre ambos puentes, la aceleración en la zona de estudio, para una magnitud de las ondas superficiales de 7.40 y una distancia hipocentral de posible longitud de ruptura para la falla de la cordillera blanca de 80 Km, se obtiene una aceleración sísmica de 0.25g

b.4.7 Modelo para realizar el análisis de confiabilidad estructural.

De acuerdo a los objetivos planteados en el presente de tesis, presentamos los modelos estructurales de los puentes que fueron analizados a través del programa computacional SAP 2000.

Figura N°11

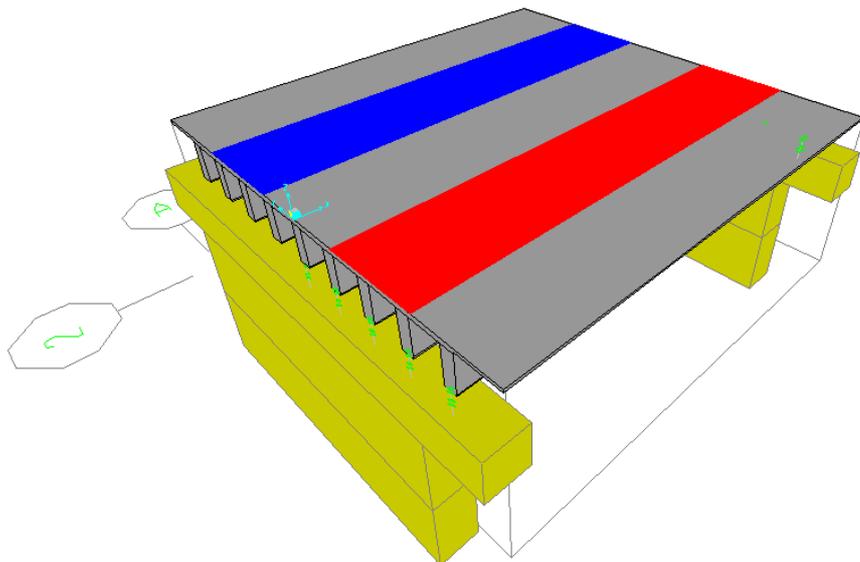
Modelo estructural del puente Confraternidad Internacional Este, SAP-2000



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°12

Modelo estructural del puente Bolívar, SAP-2000.



Fuente : Elaboracion propia

En los modelos analizados, los estribos se simularon en forma aproximada mediante un elemento “Frame”, incluyendo “Release” o liberación de grados de libertad en sus apoyos a elementos de arriostramientos cuyos apoyos en los extremos lo justifican (Conexiones a corte).

La losa en concreto reforzado se modeló mediante elementos finitos tipo “Shell”. Este modelo no considero la rigidez que pudieran proporcionar las barandas porque son elementos ensamblados pos construcción.

El apoyo entre la superestructura y la sub estructura se simuló en forma aproximada mediante un elemento “Frame”, donde se liberó el cortante y momento en sentido longitudinal del puente. El comportamiento del modelo no fue calibrado porque no forma parte del estudio el desarrollar las pruebas de carga, en consecuencia tampoco fue posible determinar las propiedades dinámicas a través de las mediciones de vibración.

b.4.8 Propiedades dinámicas de los puentes

El estudio de la vulnerabilidad sísmica basa en la confiabilidad estructural del puente, permite identificar las propiedades dinámicas (frecuencias naturales, periodos predominantes y rigidez) para el cual se debe realizar mediciones ambientales. Para esto la estructura debe instrumentarse mediante acelerómetros, amplificadores y tarjeta de adquisición de datos.

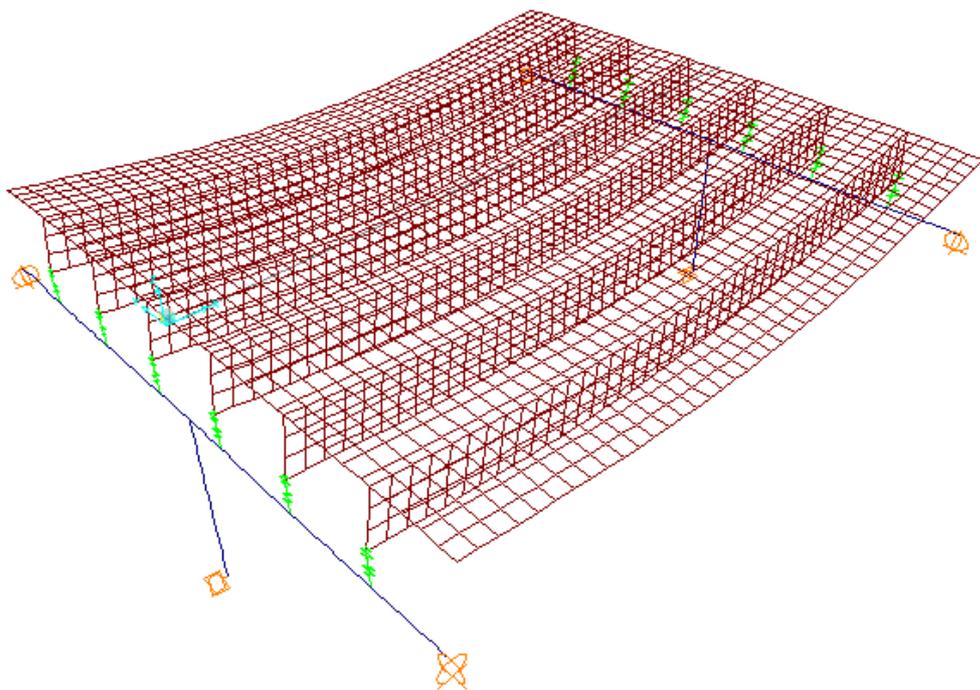
En consecuencia, como lo requerido no forma parte del objetivo de la tesis para desarrollar pruebas experimentales de carga que demanden registrar mediciones ambientales, lo solicitado no resultaría adecuado en tanto la presente tesis fijo su interés de estudio en evaluar los criterios de

vulnerabilidad sísmica que pudieran adaptarse a la sub cuenca del río quillcay.

Por lo tanto y de acuerdo al modelo detallado párrafos arriba, presentamos las frecuencias, periodos y rigidez que fueron calculados mediante el programa computacional SAP 2000, en ambos puentes.

Figura N°13

Propiedades dinámicas del puente confraternidad internacional este



Fuente : Elaboracion propia

Tabla N°11

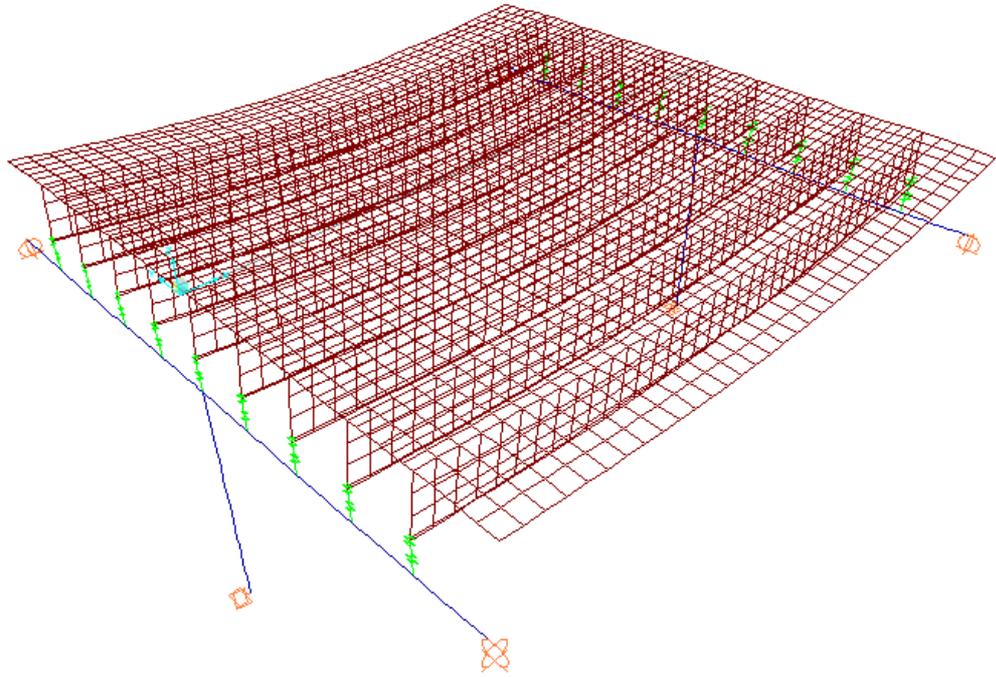
Periodo modal y frecuencias del puente confraternidad internacional este

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.19	5.32	33.43	1,117.26
MODAL	Mode	2	0.17	5.95	37.37	1,396.61
MODAL	Mode	3	0.16	6.36	39.95	1,595.98
MODAL	Mode	4	0.13	7.80	49.03	2,403.84
MODAL	Mode	5	0.12	8.27	51.94	2,697.98
MODAL	Mode	6	0.12	8.50	53.42	2,854.12
MODAL	Mode	7	0.11	9.12	57.27	3,280.05
MODAL	Mode	8	0.10	10.14	63.74	4,063.09
MODAL	Mode	9	0.09	10.75	67.53	4,559.70
MODAL	Mode	10	0.08	13.06	82.06	6,733.60
MODAL	Mode	11	0.06	16.32	102.53	10,511.42
MODAL	Mode	12	0.06	16.62	104.43	10,906.24

Fuente : Reporte del programa computacional SAP 2000

Figura N°14

Propiedades dinámicas del puente Bolívar



Fuente : Elaboracion propia

Tabla N°12

Periodo modal y frecuencias del puente Bolívar

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.23	4.43	27.85	775.74
MODAL	Mode	2	0.14	7.01	44.02	1,937.86
MODAL	Mode	3	0.14	7.08	44.49	1,979.47
MODAL	Mode	4	0.13	7.56	47.51	2,257.43
MODAL	Mode	5	0.13	7.59	47.72	2,277.21
MODAL	Mode	6	0.11	8.79	55.25	3,052.21
MODAL	Mode	7	0.11	9.19	57.77	3,337.71
MODAL	Mode	8	0.09	10.93	68.65	4,712.29
MODAL	Mode	9	0.08	11.90	74.74	5,586.09
MODAL	Mode	10	0.08	13.19	82.87	6,867.84
MODAL	Mode	11	0.07	14.25	89.51	8,012.28
MODAL	Mode	12	0.06	15.51	97.43	9,492.89

Fuente : Reporte del programa computacional SAP 2000

b.4.9 Confiabilidad estructural

Su objetivo es mantener la estructura en un rango de funcionamiento alejado de la falla o con una probabilidad tendiente a cero.

Los valores nominales de factores de seguridad y demás coeficientes estipulados en los códigos calculados, en su mayoría, mediante técnicas de confiabilidad estructural establecen por ejemplo en el caso del Manual de Diseño de Puentes publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, que como este tipo de estudios sísmicos determinan los espectros de diseño que definen los componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación; no serán requeridos para puentes de una sola luz, simplemente apoyados en los estribos, independientemente de la zona donde se ubiquen.

En ese contexto el AASHTO LRFD, en su numeral 2.4.3.11 también establece que solo para estructuras con luces de más de 150 m, serán necesarios estudios sísmicos del sitio.

Por tanto, para establecer los índices de confiabilidad por cargas, los elementos del puente se deben instrumentar para obtener las curvas de probabilidad por solicitaciones producidas por las cargas vivas en el puente, de acuerdo con la teoría de confiabilidad estructural, se puede caracterizar la naturaleza variable a partir de la resistencia como de las solicitaciones en términos de las incertidumbres inherente de cada uno.

En ese sentido, consideramos que lo requerido por el jurado de tesis no resultaría aplicable para el presente caso de investigación, cuyo único objetivo está centrado en establecer criterios para la evaluación de la

vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto armado en la zona urbana de la ciudad de Huaraz – sub cuenca del rio quillcay.

b.4.10 Evaluación sísmica considerando el comportamiento de los estribos frente a la acción sísmica probable.

Al respecto la evaluación sísmica del comportamiento de los estribos frente a la acción sísmica probable se desarrollara en base al desplazamiento y las fuerzas internas de momentos y cortantes en estos, para cuyo efecto desarrollaremos combinaciones de las siguientes aceleraciones sísmicas

Tabla N°13

Escalas de Medición Sísmica

Escala de Medición	Aceleración Sísmica	Equivalencia (cm/s ²)
Ley de Atenuación	0.250g	25.0
Mercalli grado VII	0.260g	26.0
Mercalli grado VIII	0.495g	49.5
Mercalli grado IX	0.945g	94.5
Mercalli grado X	1.240g	124

Fuente : Aceleracion de atenuacion calculado y valores establecidos por la escala sismologica establecido por Mercalli

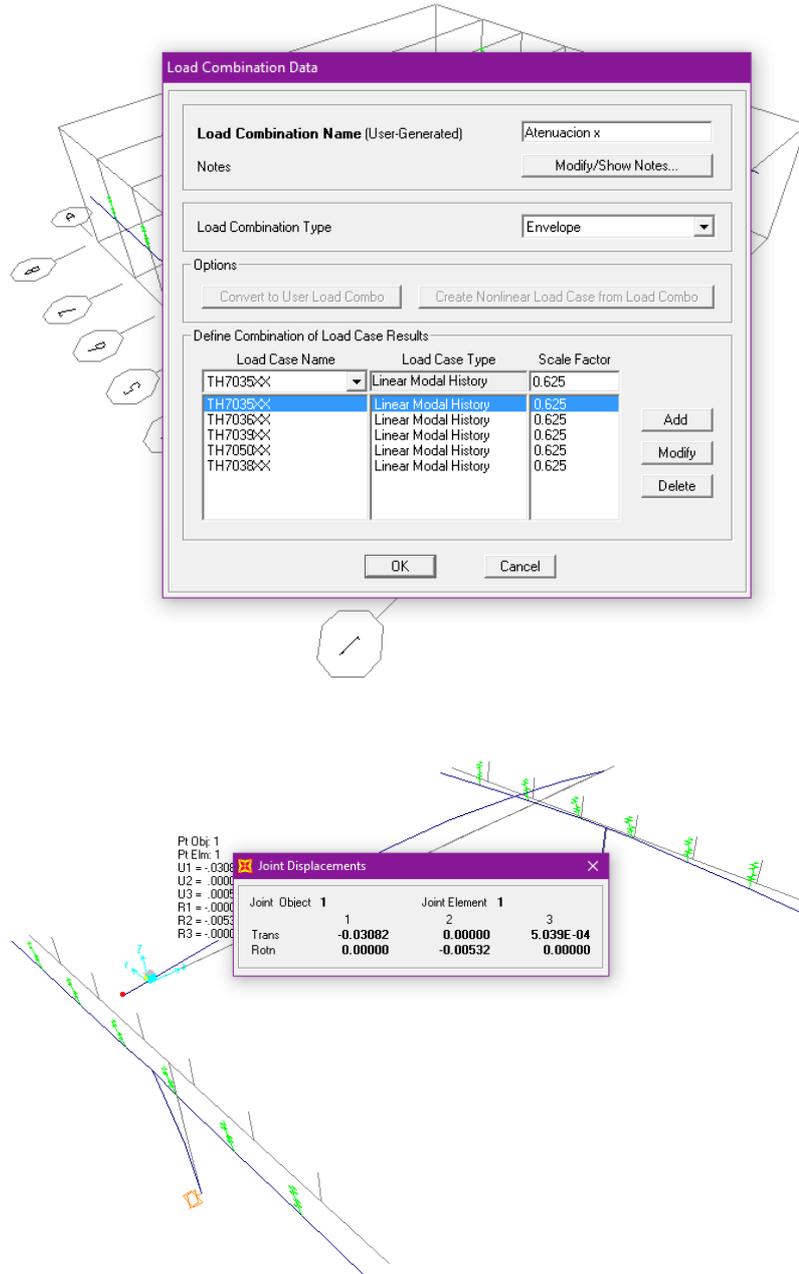
En ese contexto, los resultados del análisis que presentaremos corresponden independiente a cada dirección conforme está indicado indica la norma técnica E.030 “Diseño sismoresistente”

A. PUENTE CONFRATERNIDAD INTERNACIONAL ESTE

a.1 Desplazamiento del estribo con respecto a la superestructura, Aceleración Sísmica en la dirección “X”

Figura N°15

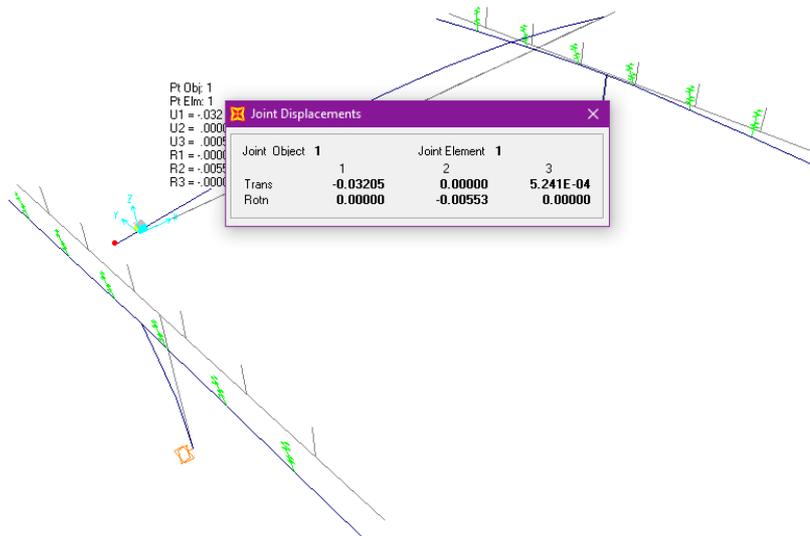
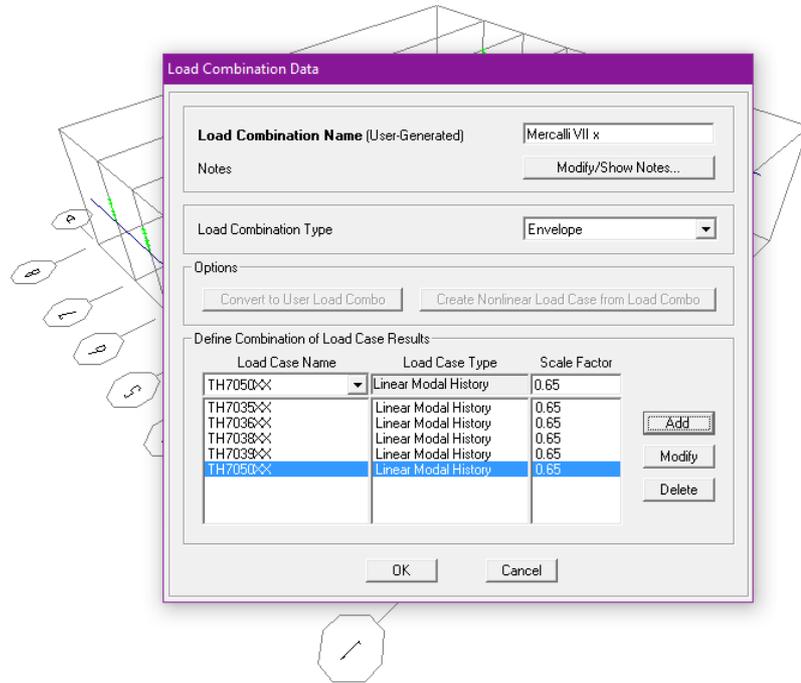
Atenuación (0.250g), $D_{m\acute{a}x.}=3.082$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°16

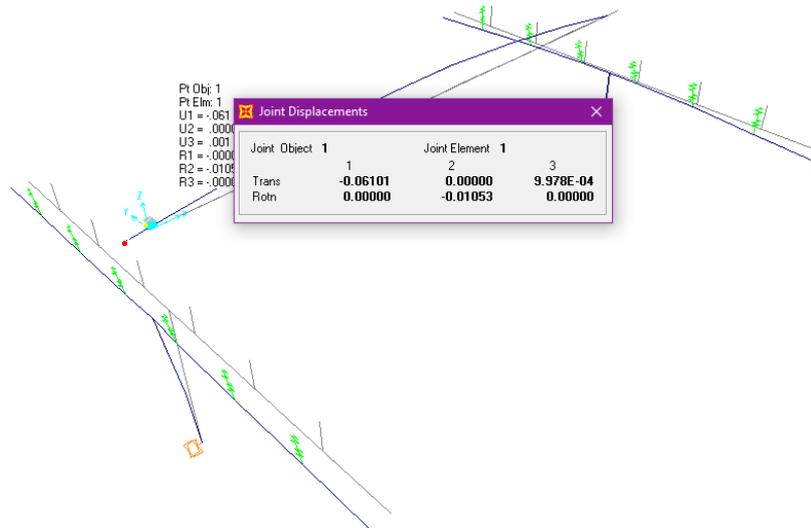
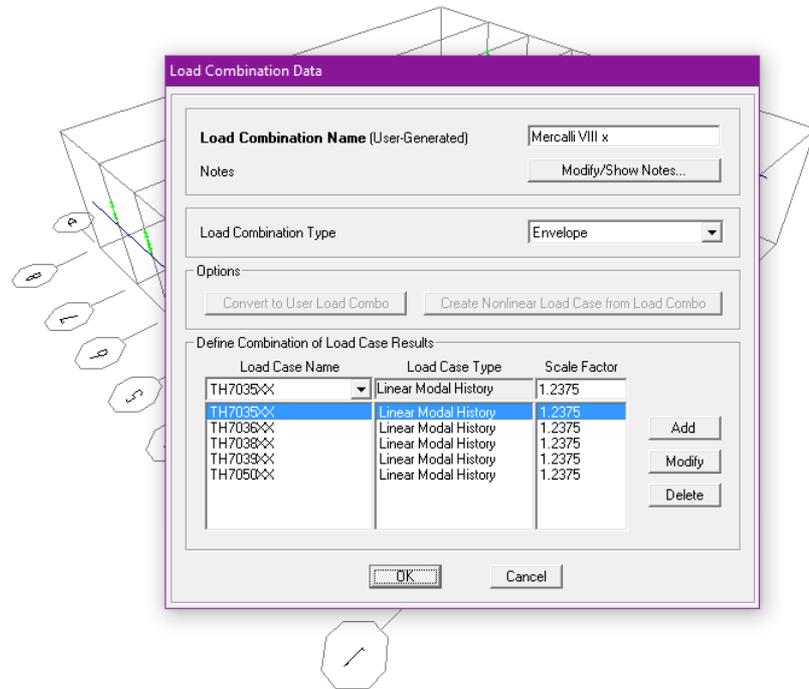
Mercalli Grado VII (0.260g), $D_{m\acute{a}x.}=3.205$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°17

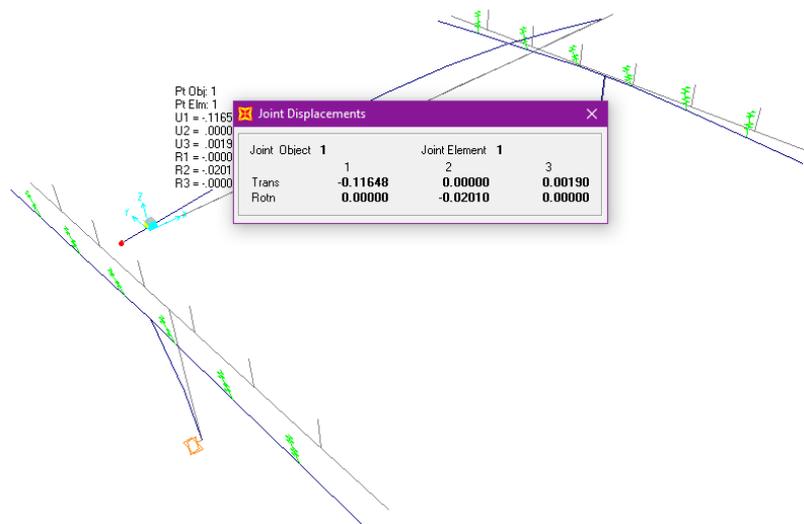
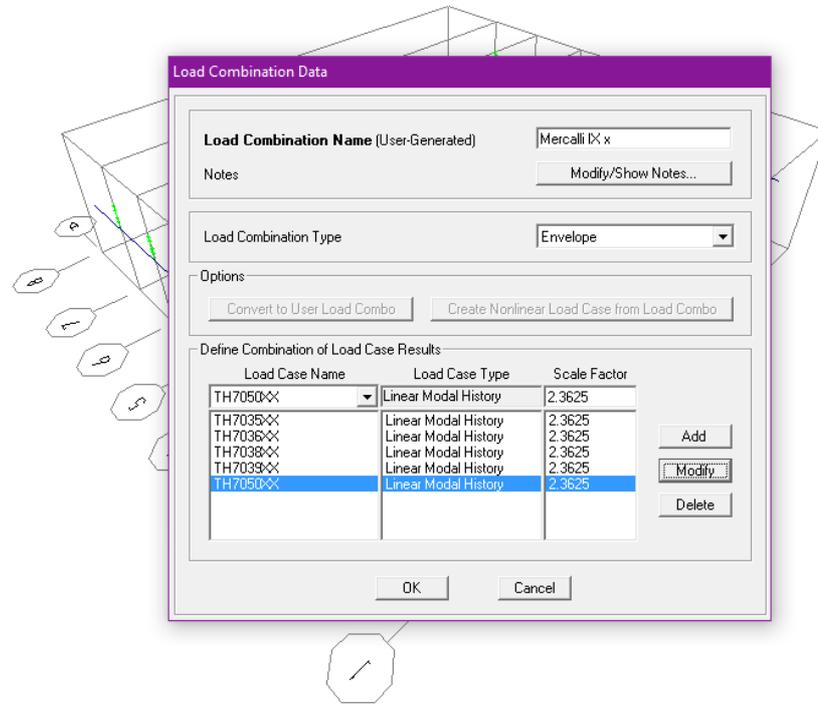
Mercalli Grado VIII (0.495g), $D_{m\acute{a}x.}=6.101$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°18

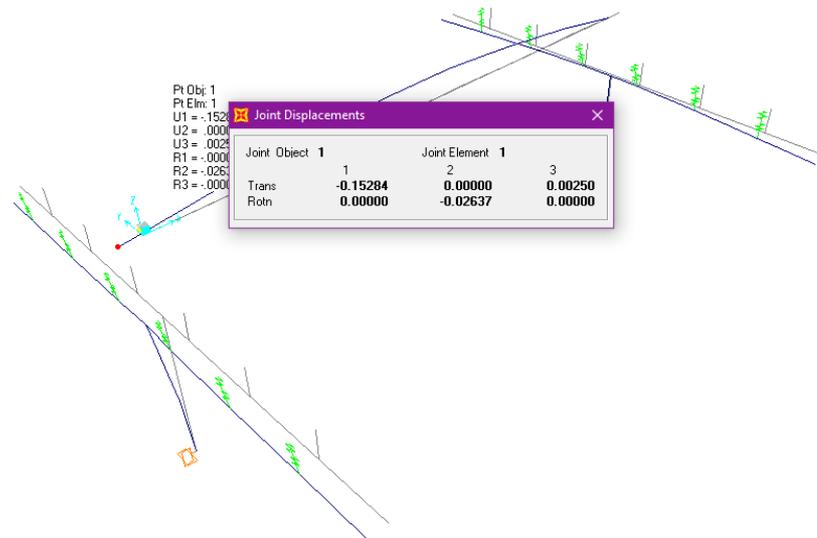
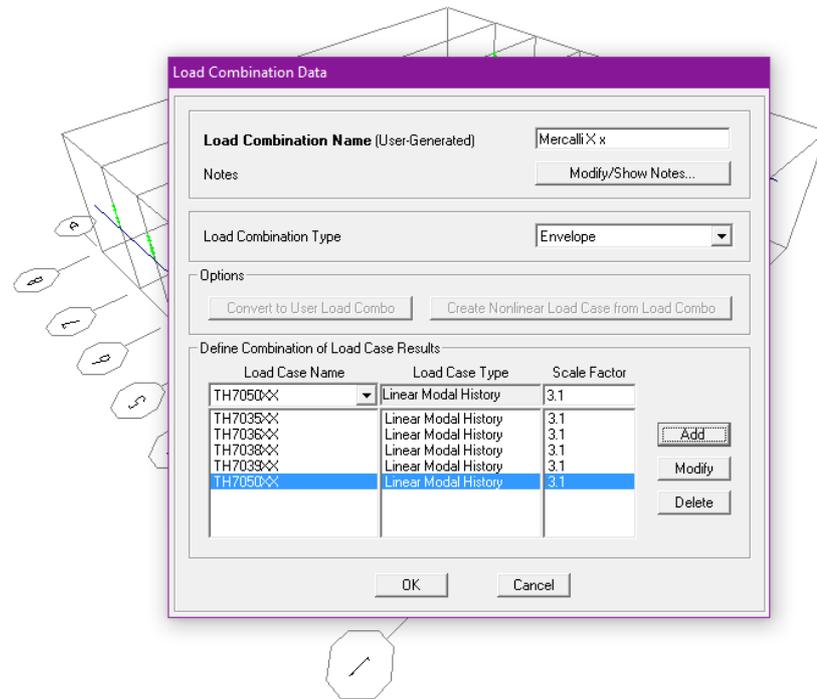
Mercalli Grado IX (0.945g), $D_{m\acute{a}x.}=11.648$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°19

Mercalli Grado X (1.240g), D_{máx.}=15.248 cm.

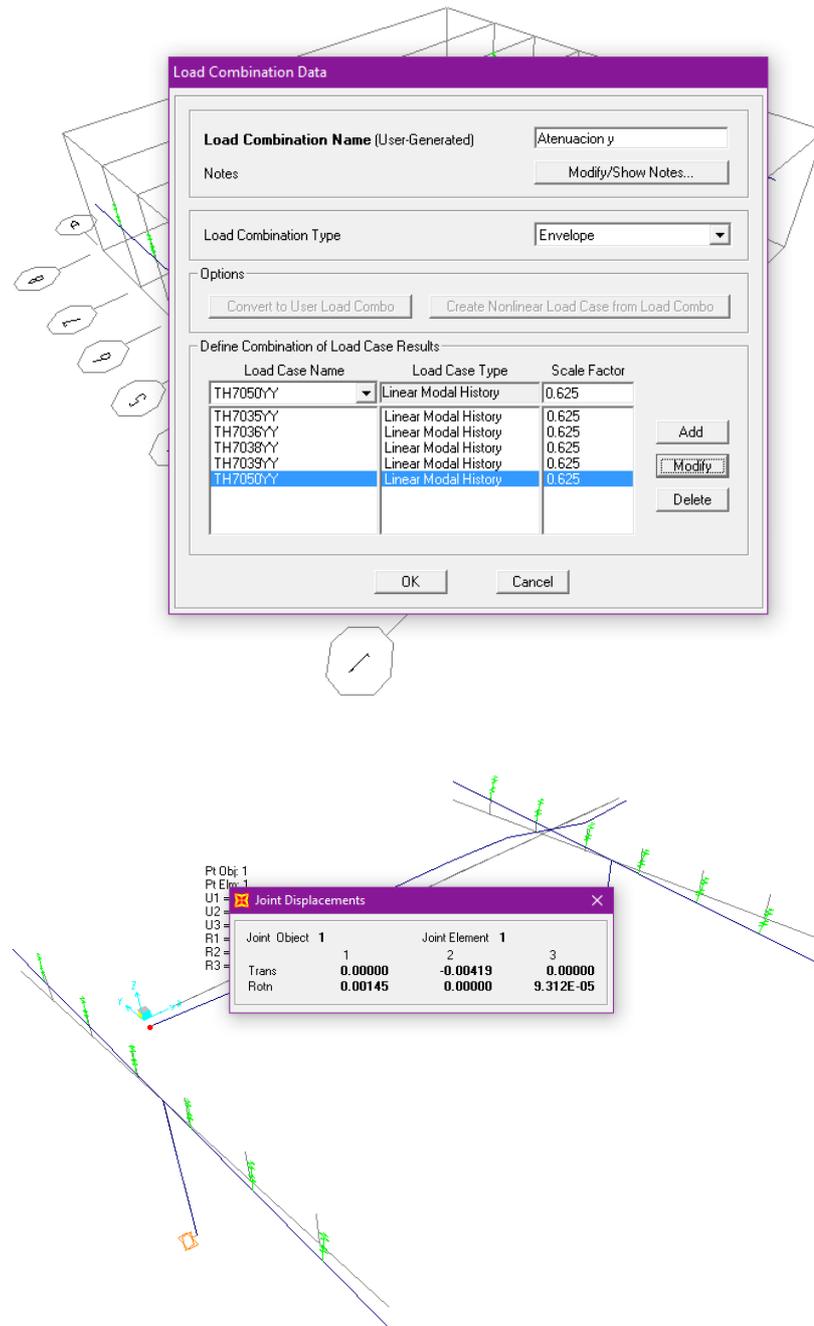


Fuente : Elaboracion propia

a.2 Desplazamiento del estribo con respecto a la superestructura,
Aceleración Sísmica en la dirección “Y”

Figura N°20

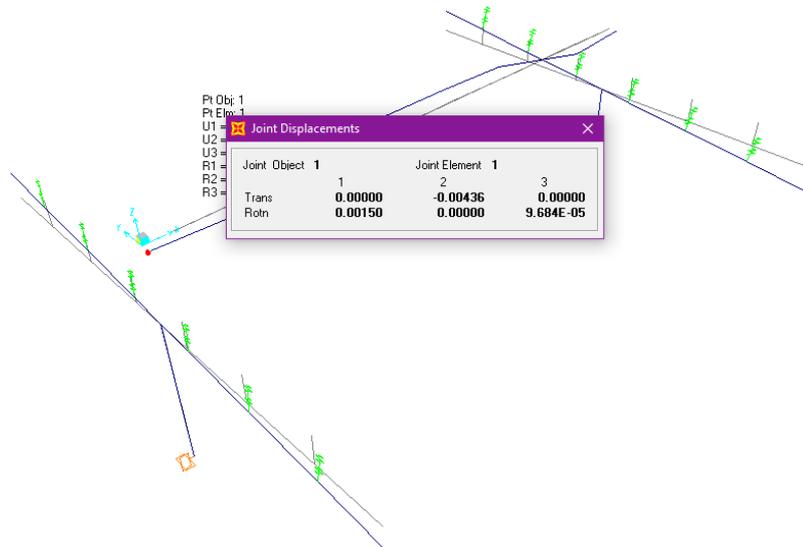
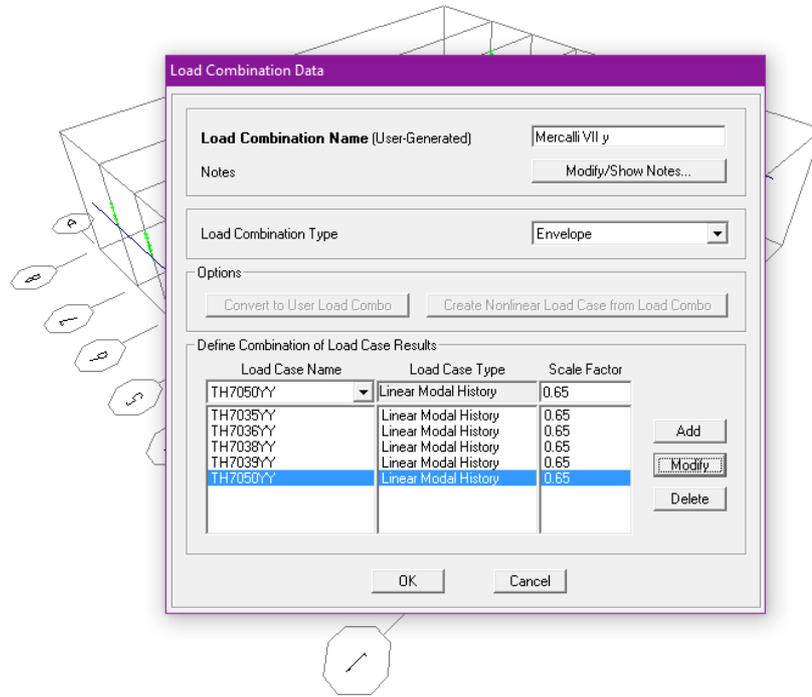
Atenuación (0.250g), $D_{m\acute{a}x.}=0.419$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°21

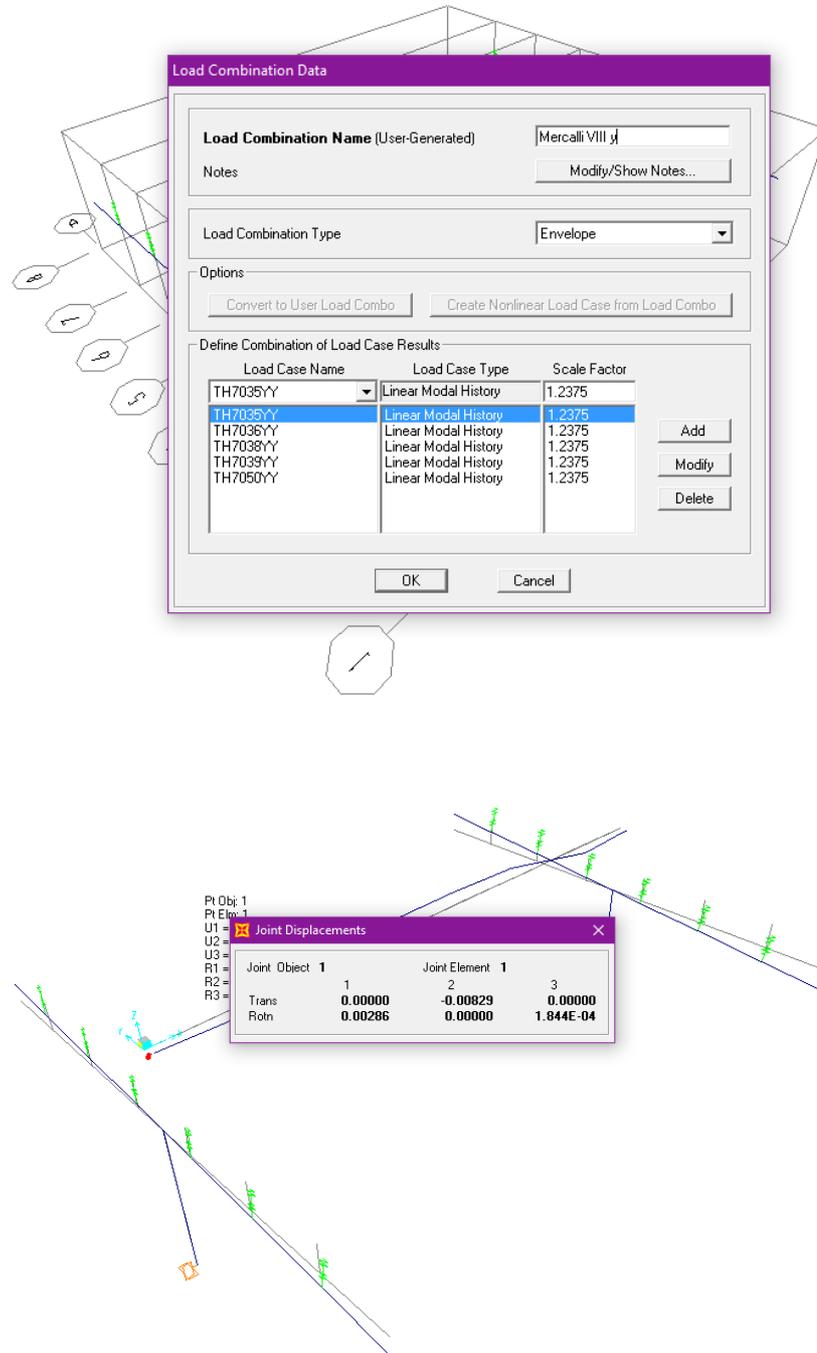
Mercalli Grado VII (0.260g), $D_{m\acute{a}x.}=0.436$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°22

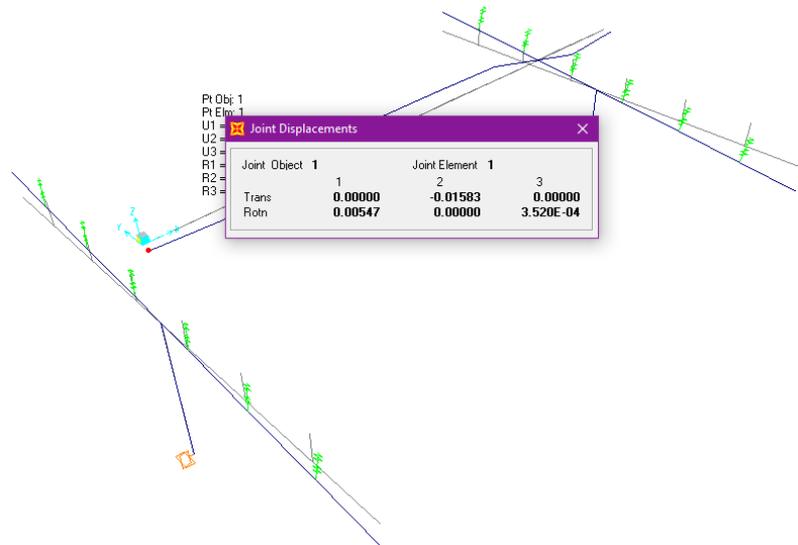
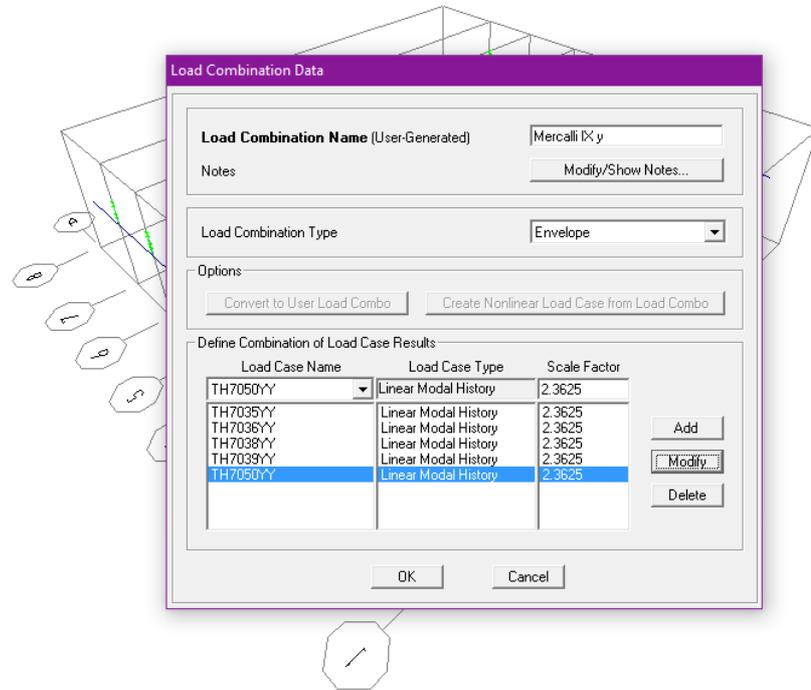
Mercalli Grado VIII (0.495g), $D_{m\acute{a}x.}=0.829$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°23

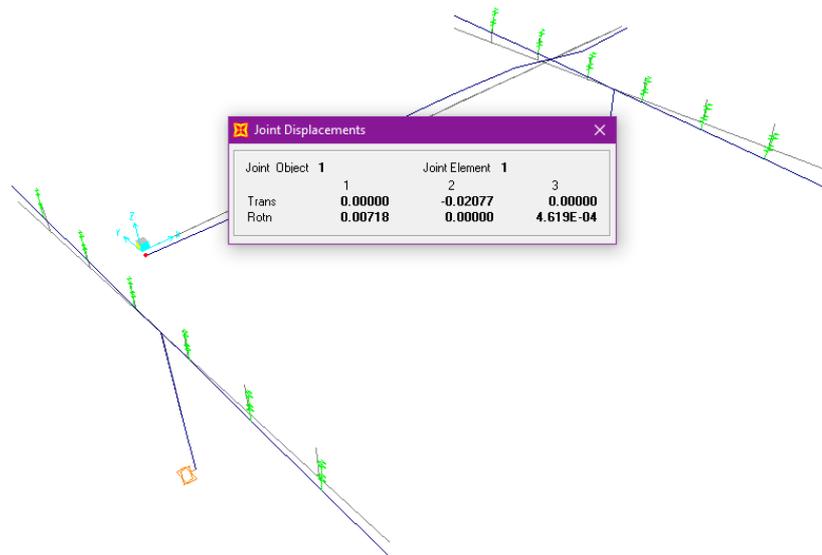
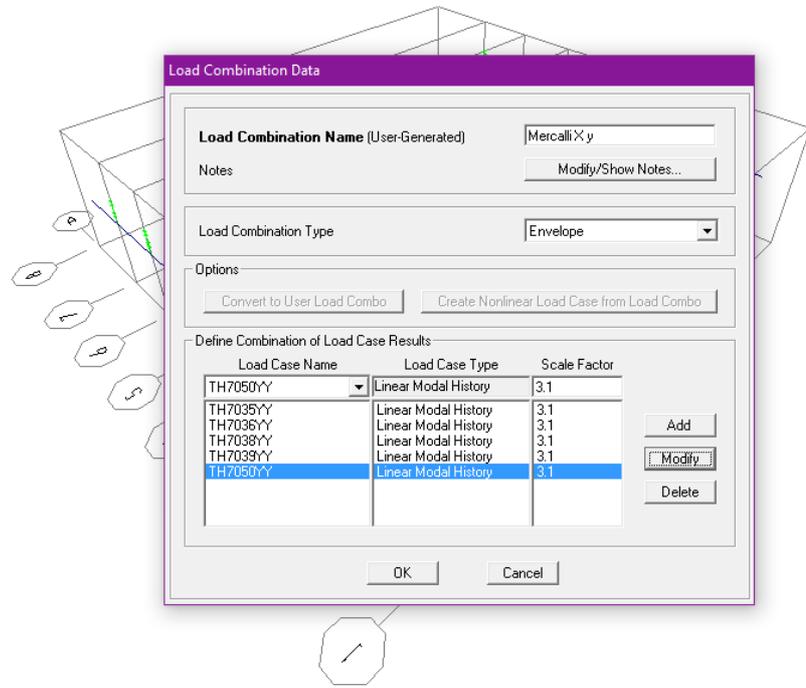
Mercalli Grado IX (0.945g), $D_{m\acute{a}x.}=1.583$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°24

Mercalli Grado X (1.240g), $D_{m\acute{a}x.}=2.077$ cm.

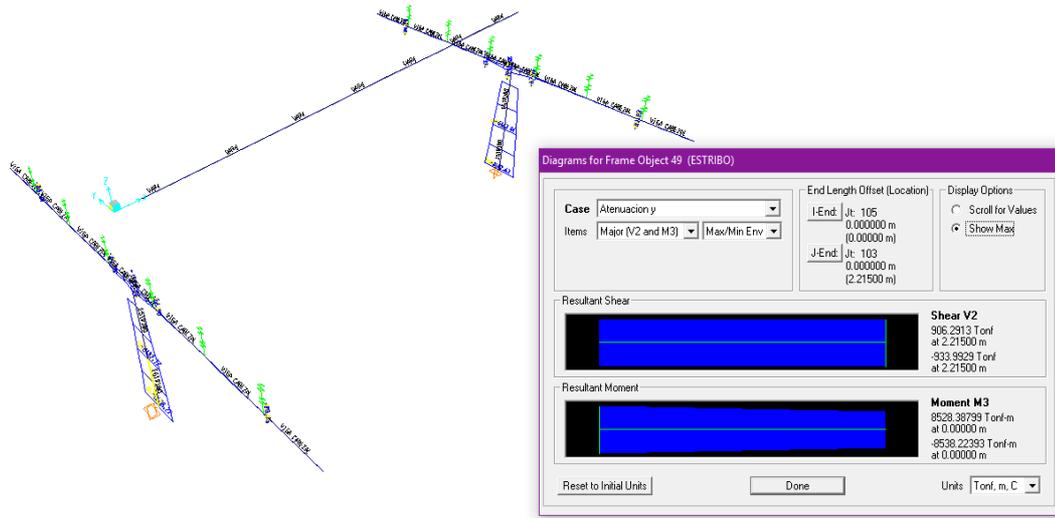


Fuente : Elaboracion propia

a.3 Fuerza contante y momento máximo en el estribo del puente confraternidad internacional este, debido a la máxima aceleración sísmica.

Figura N°25

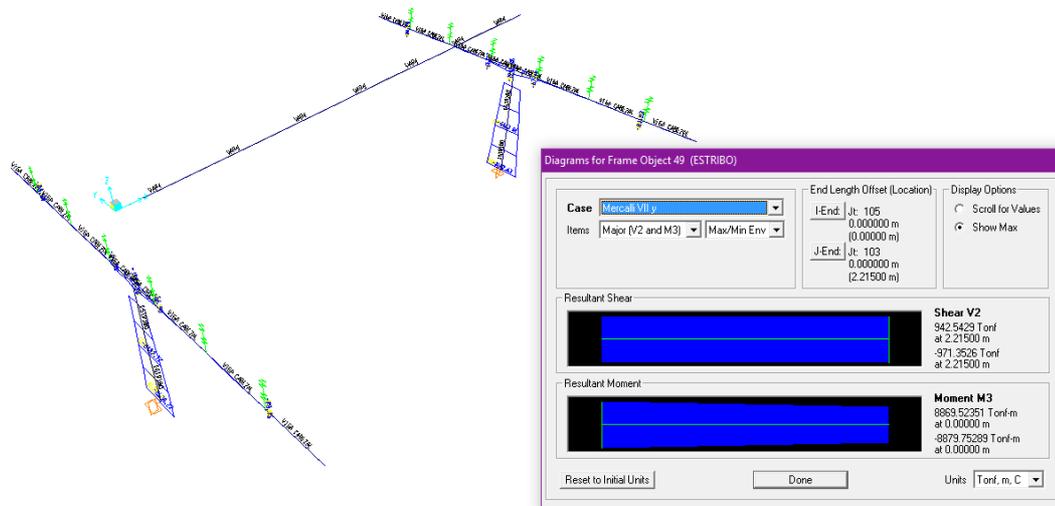
Atenuación (0.250g), $V_{m\acute{a}x.}=906.29$ Ton, $M\acute{a}x.= 8,528.39$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°26

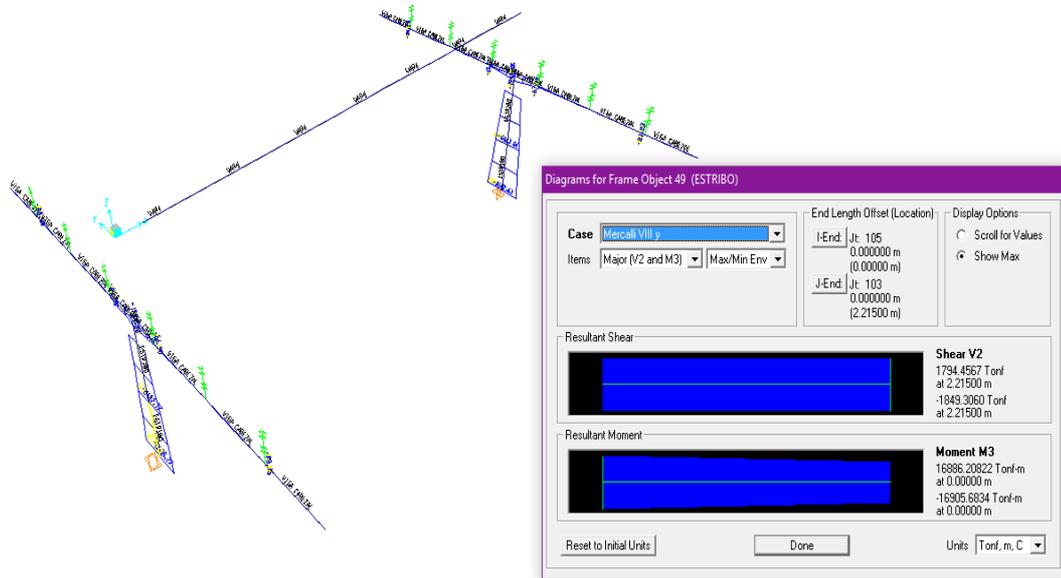
Mercalli Grado VII (0.260g), $V_{m\acute{a}x.}=942.54$ Ton, $M\acute{a}x.= 8,869.52$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°27

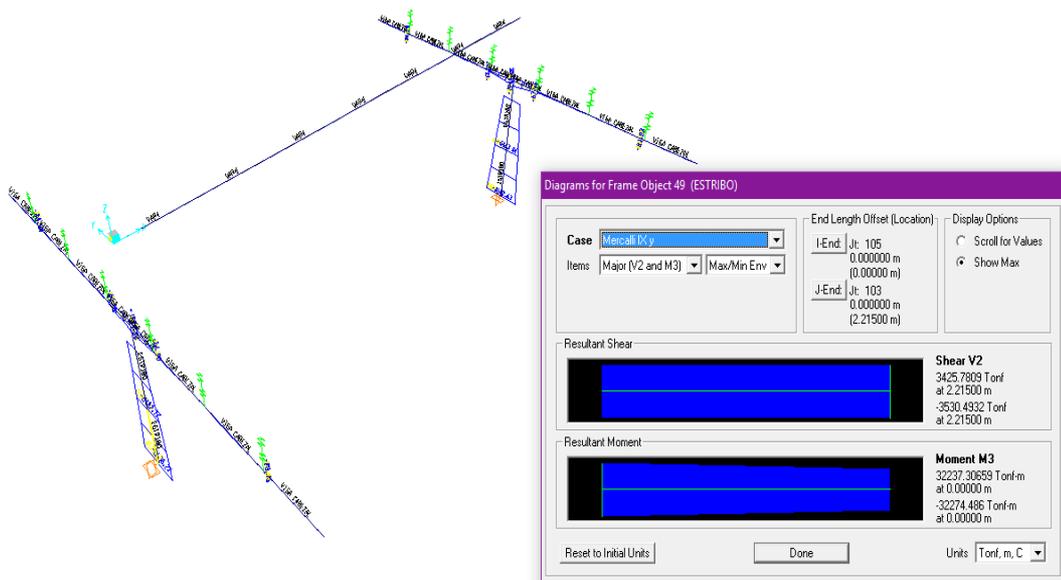
Mercalli Grado VIII (0.495g), $V_{m\acute{a}x.}=1,794.46$ Ton, $M\acute{a}x.= 16,886.21$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°28

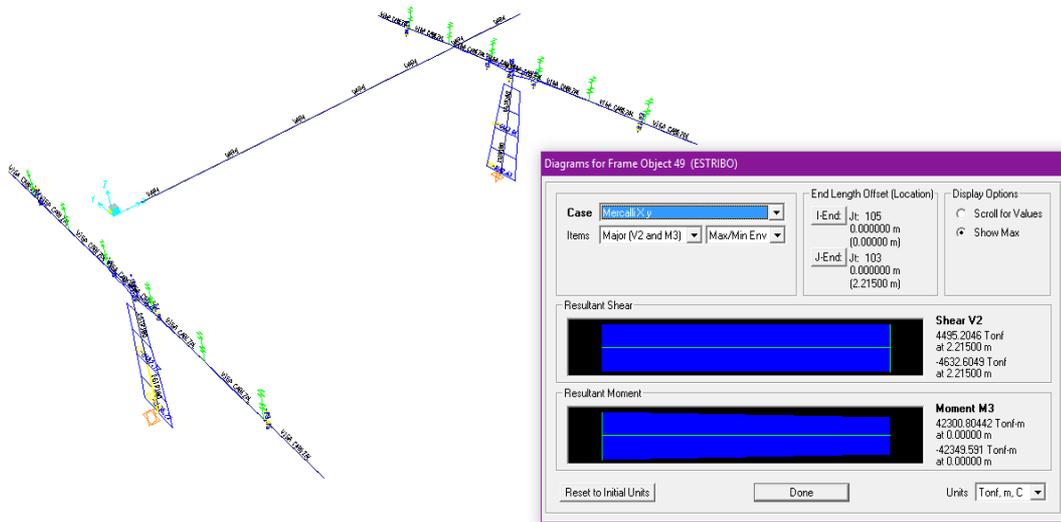
Mercalli Grado IX (0.945g), $V_{m\acute{a}x.}=3,425.78$ Ton, $M\acute{a}x.= 32,237.31$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°29

Mercalli Grado X (1.240g), $V_{m\acute{a}x.}=4,495.20$ Ton, $M\acute{a}x.= 42,300.80$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

a.4 Evaluación dinámica del puente confraternidad internacional este, debido al desplazamiento y fuerza cortante máxima en los estribos.

La evaluación se ha desarrollado de acuerdo al manual de diseño de puentes, publicado por la dirección general de caminos y ferrocarriles del ministerio de transportes y comunicaciones del Perú el mismo que fue aprobado mediante Resolución Ministerial N°589-2003-MTC/02.

Datos:

- $f_y = 4,000.00$ kg/cm²
- $f_c = 200.00$ kg/cm²
- $L = 1,925.00$ cm.
- $b = 1,720.00$ cm.
- $d = 155.00$ cm.

$\rho_h = 0.0025$ Porcentaje de refuerzo mínimo

$\emptyset = 1.00$ Factor de resistencia la corte

a.4.1 Desplazamiento máximo del estribo del puente.

Tabla N°14

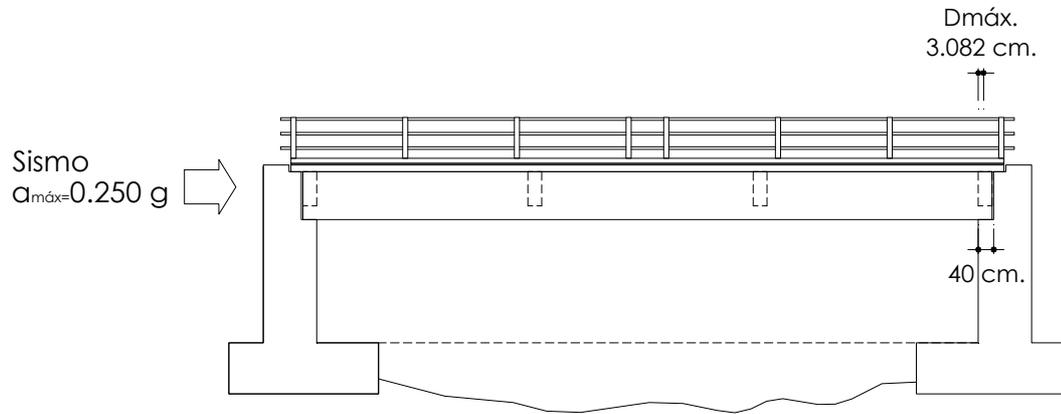
Desplazamiento máximo del estribo del puente por efecto de las aceleraciones sísmicas en dirección longitudinal y transversal al eje del puente

Aceleración Sísmica		Desplazamiento de los estribos (cm)			
		Dsx	Dsy	D _{resguardo}	Estribo
Ley de Atenuación	0.250g	3.082	0.419	210.000	No falla
Escala de Mercali VII	0.260g	3.205	0.436		No falla
Escala de Mercali VIII	0.495g	6.101	0.829		No falla
Escala de Mercali IX	0.945g	11.648	1.583		No falla
Escala de Mercali X	1.240g	15.284	2.077		No falla

Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°30

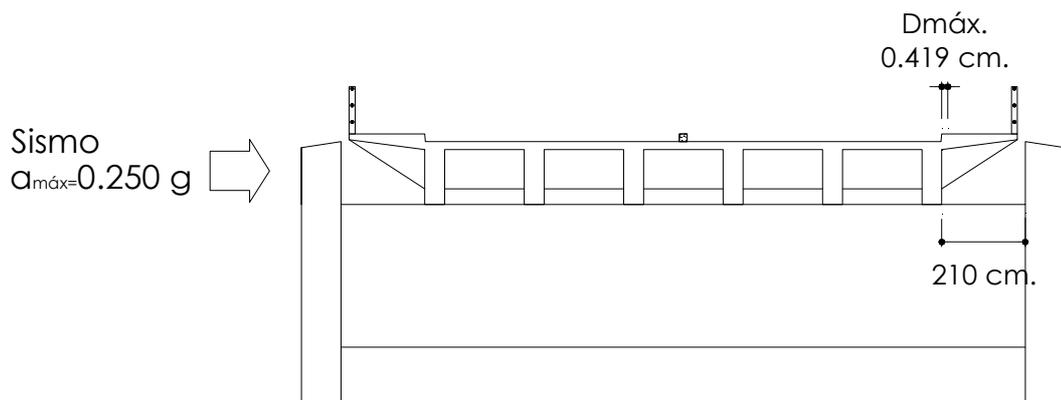
Desplazamiento máximo del estribo por efecto de las aceleracion sismica de
atenuacion en direccion longitudinal



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°31

Desplazamiento máximo del estribo por efecto de las aceleracion sismica de
atenuacion en direccion transversal



Fuente : Elaboracion propia.

a.4.2 Evaluación de la fuerza cortante en los estribos del puente.

Resistencia al corte de los estribos (V_r), se tomará el menor.

$$V_r = 0.66 \sqrt{f'_c} bd = 2,488.39 \text{ Ton.}$$

$$V_r = \phi V_n = 3,288.10 \text{ Ton.}$$

$$V_n = [0.165 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y] bd = 3,288.10 \text{ Ton.}$$

Tabla N°15

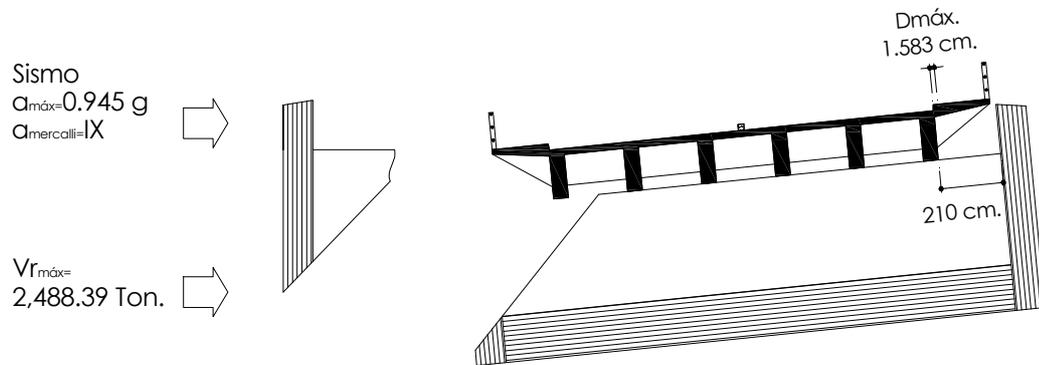
Resistencia del estribo del puente confraternidad internacional este a la
maxima fuerza cortante

Aceleración Sísmica	Cortante en la base del estribo (Ton)			
	Analizado	Permitido	Estribo	
Ley de Atenuación	0.250g	906.29	2,488.39	No falla
Escala de Mercalli VII	0.260g	942.54		No falla
Escala de Mercalli VIII	0.495g	1,794.46		No falla
Escala de Mercalli IX	0.945g	3,425.78		Falla
Escala de Mercalli X	1.240g	4,495.20		Falla

Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°32

Falla del estribo del puente Confraternidad Internacional Este por efecto de la fuerza cortante



Fuente : Elaboracion propia.

a.4.3 Desplazamiento máximo de losa puente.

Deflexión máxima de la losa, sismo en direccion longitudinal :

$$L / 300 = 6.42\text{cm.}$$

Tabla N°16

Deflexion máximo permitido de la losa del puente

Aceleración Sísmica	Deflexión máxima de losa del puente (cm.)			Losa
	Analizado	Permitido		
Ley de Atenuación	0.250g	0.05	6.42	No falla
Escala de Mercali VII	0.260g	0.05		No falla
Escala de Mercali VIII	0.495g	0.10		No falla
Escala de Mercali IX	0.945g	1.90		No falla
Escala de Mercali X	1.240g	0.25		No falla

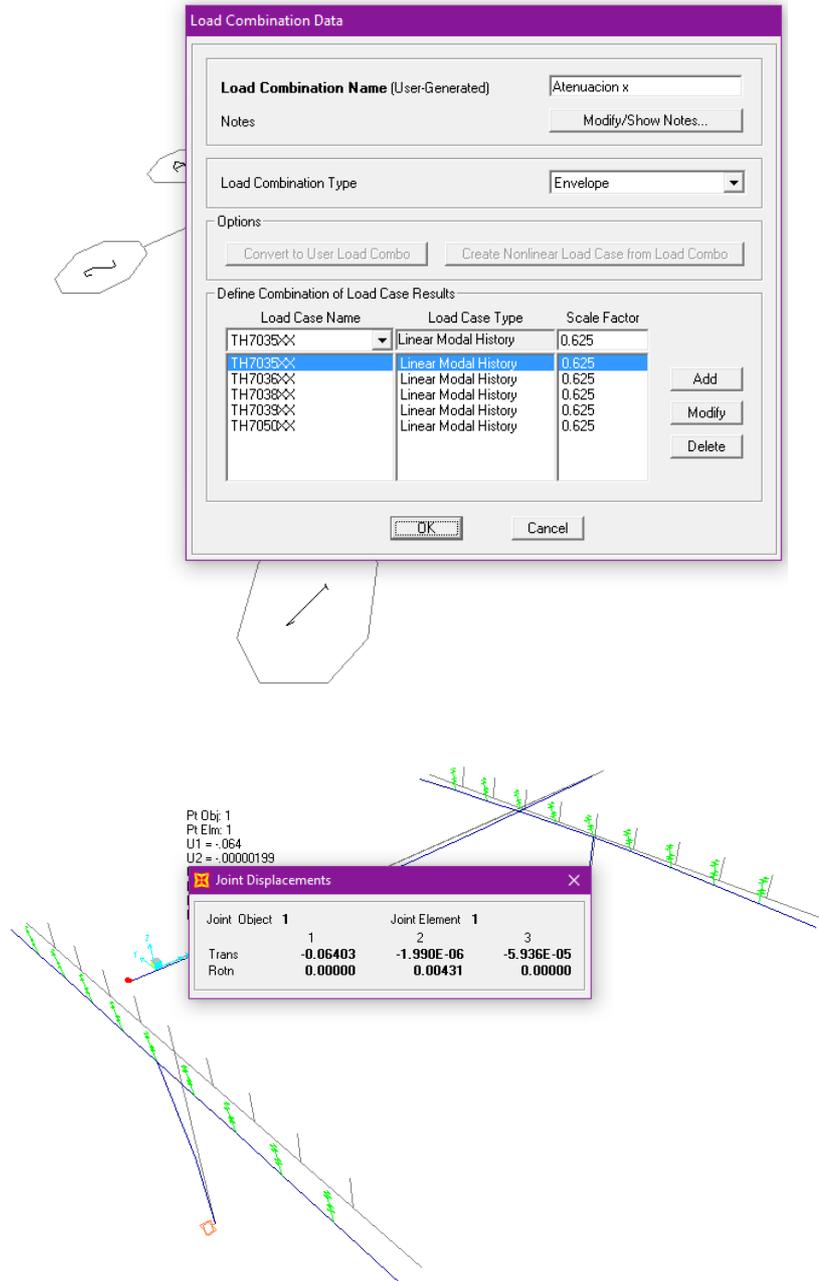
Fuente : Elaboracion propia.

B. PUENTE BOLÍVAR

b.1 Desplazamiento del estribo con respecto a la superestructura, Aceleración Sísmica en la dirección “X”

Figura N°33

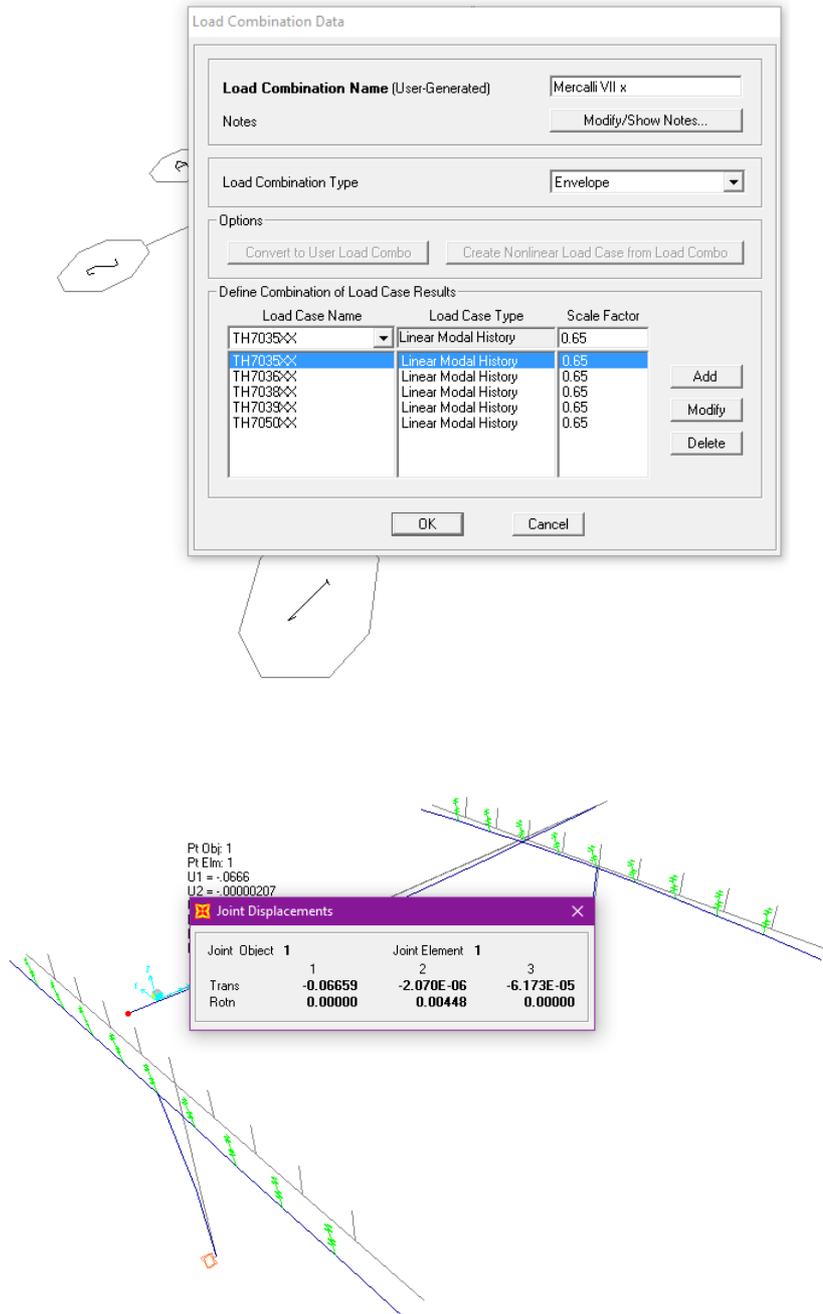
Atenuación (0.250g), $D_{\text{máx.}}=6.403$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°34

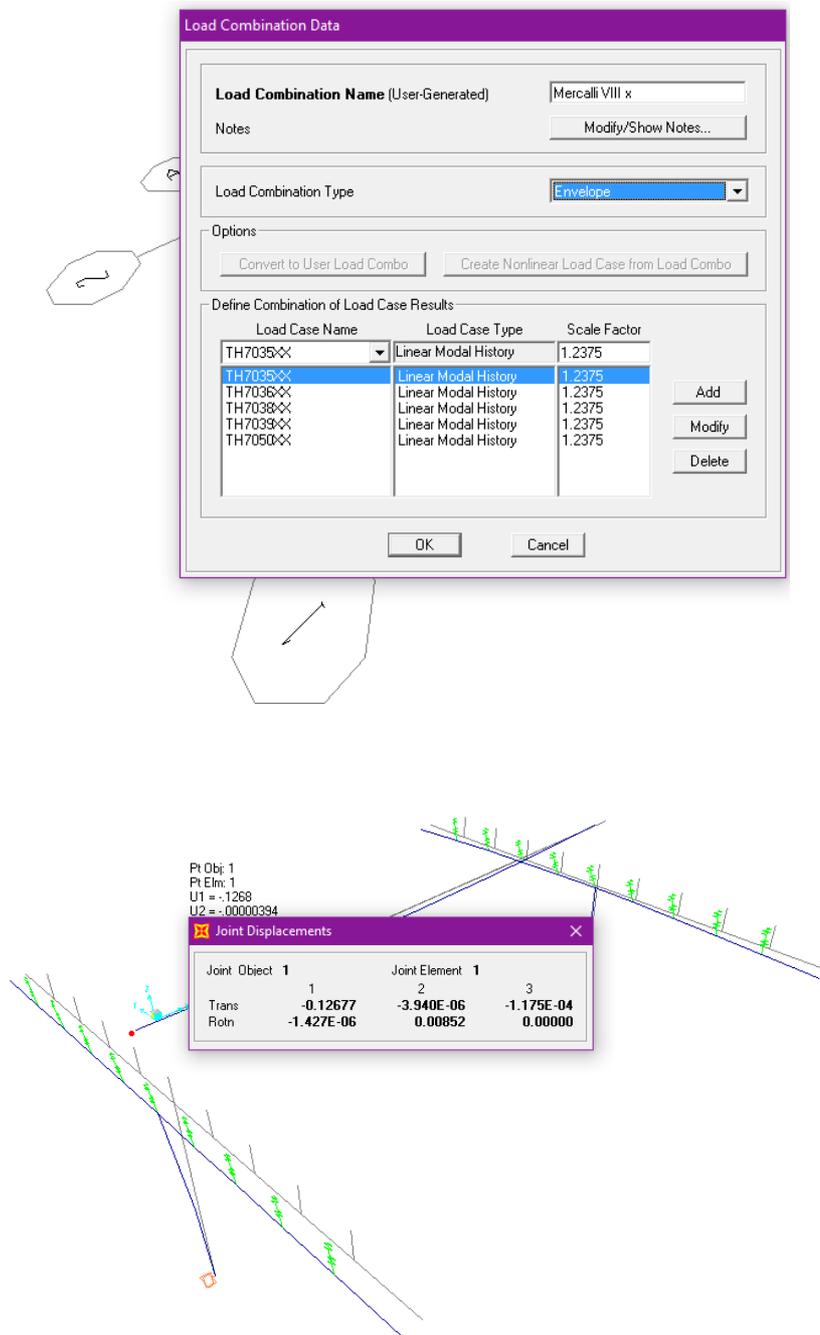
Mercalli Grado VII (0.260g), $D_{m\acute{a}x.}=6.659$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°35

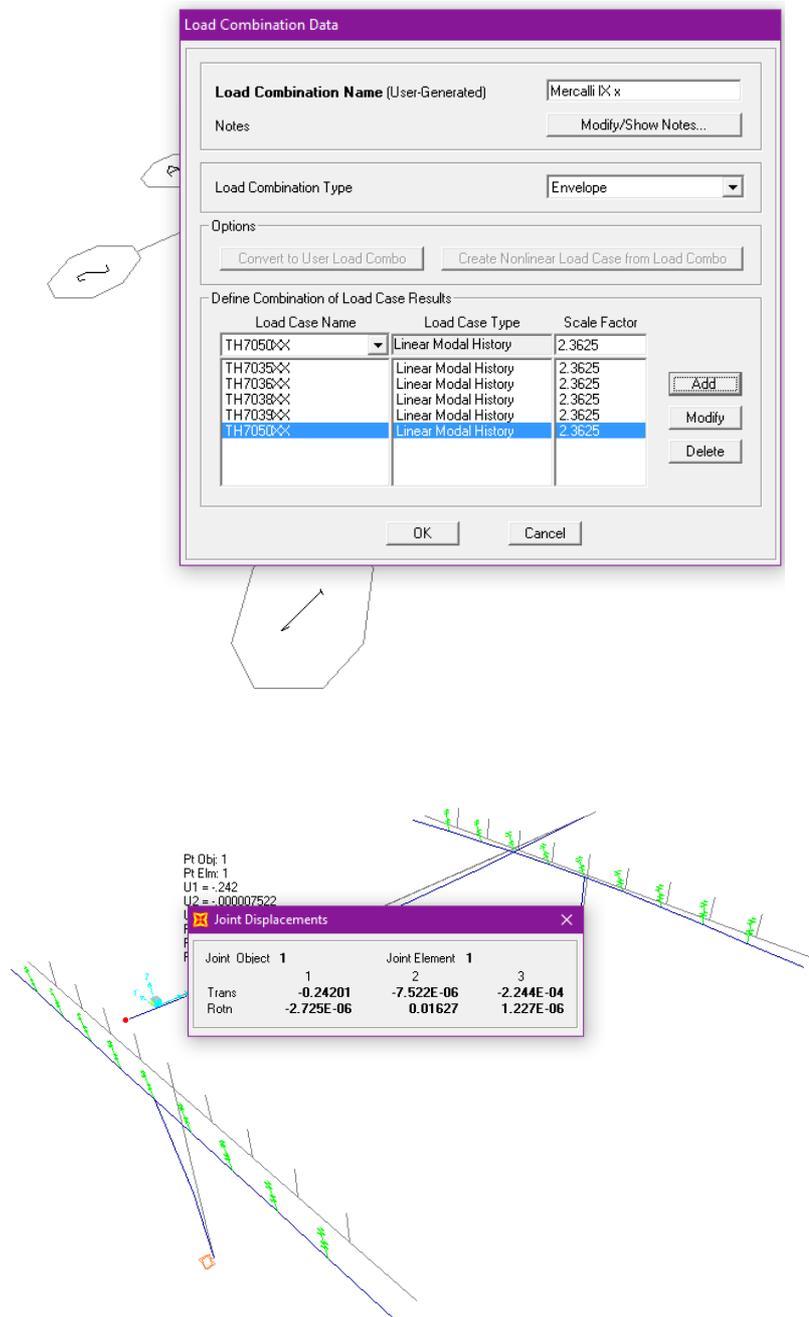
Mercalli Grado VIII (0.495g), $D_{\text{máx.}}=12.677$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°36

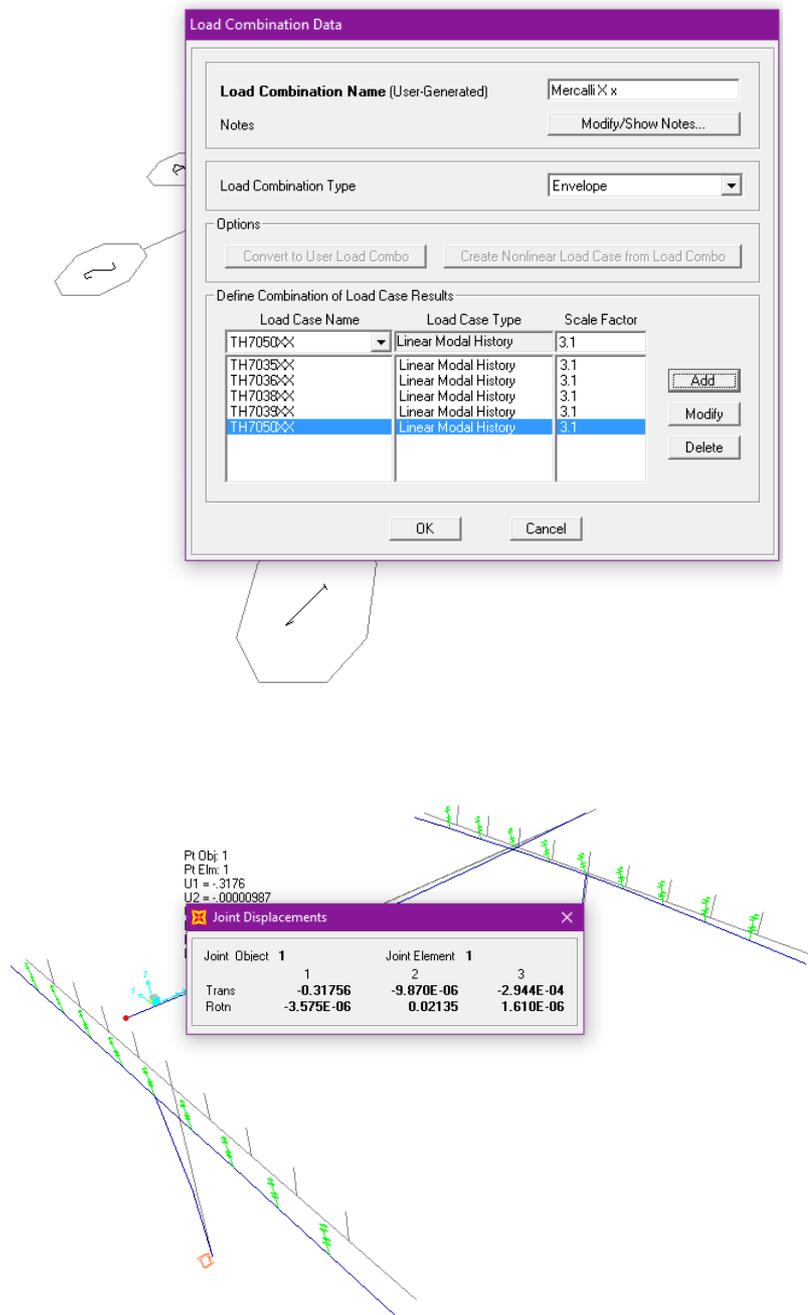
Mercalli Grado IX (0.945g), $D_{m\acute{a}x.}=24.201$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°37

Mercalli Grado X (1.240g), $D_{m\acute{a}x.}=31.756$ cm.

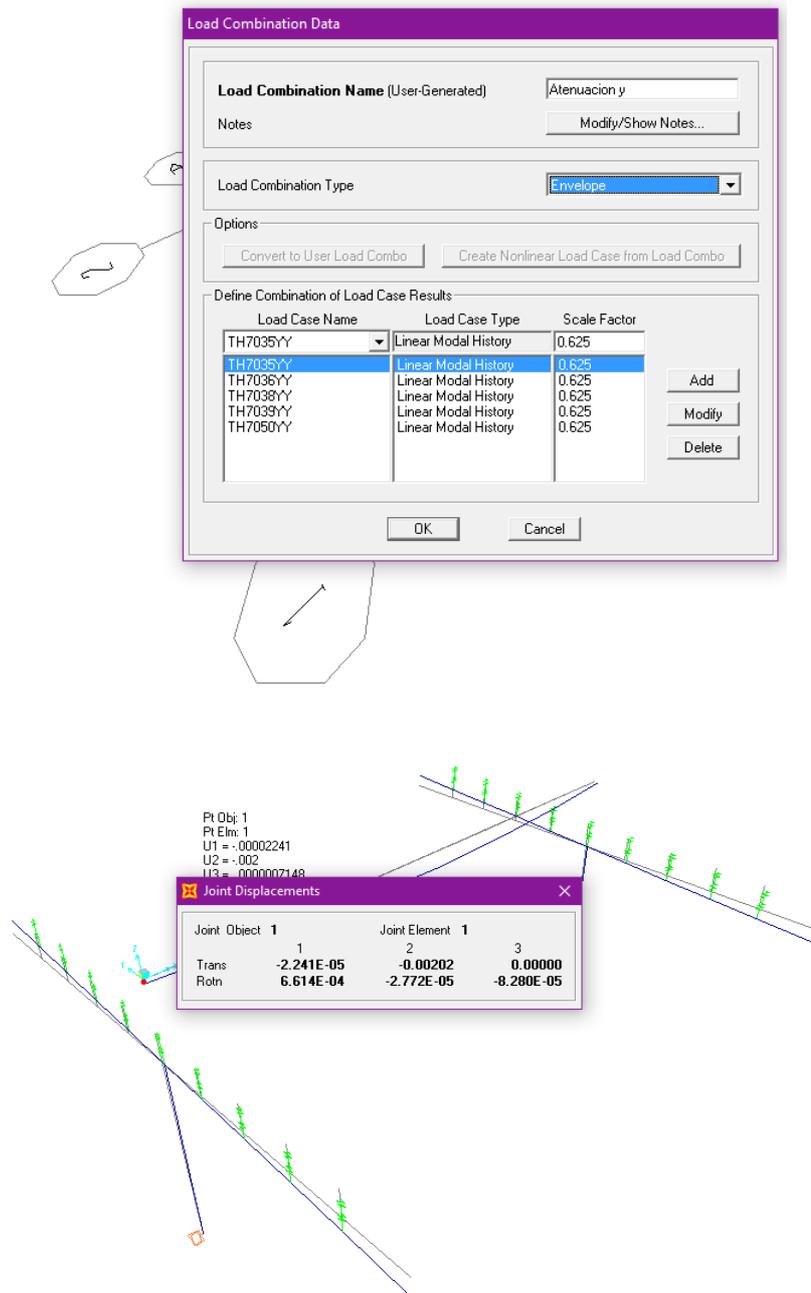


Fuente : Elaboracion propia

**b.2 Desplazamiento del estribo con respecto a la superestructura,
Aceleración Sísmica en la dirección “Y”**

Figura N°38

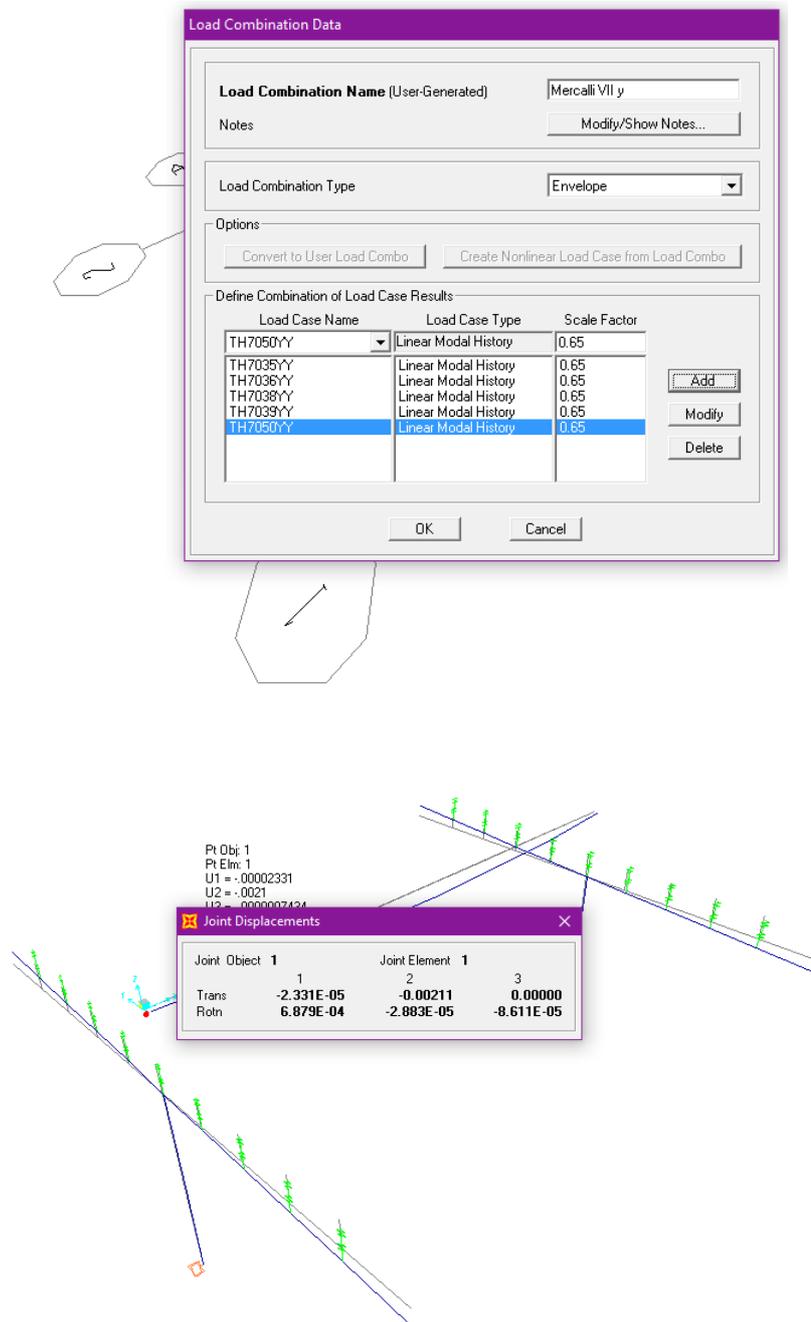
Atenuación (0.250g), $D_{m\acute{a}x.}=0.202$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°39

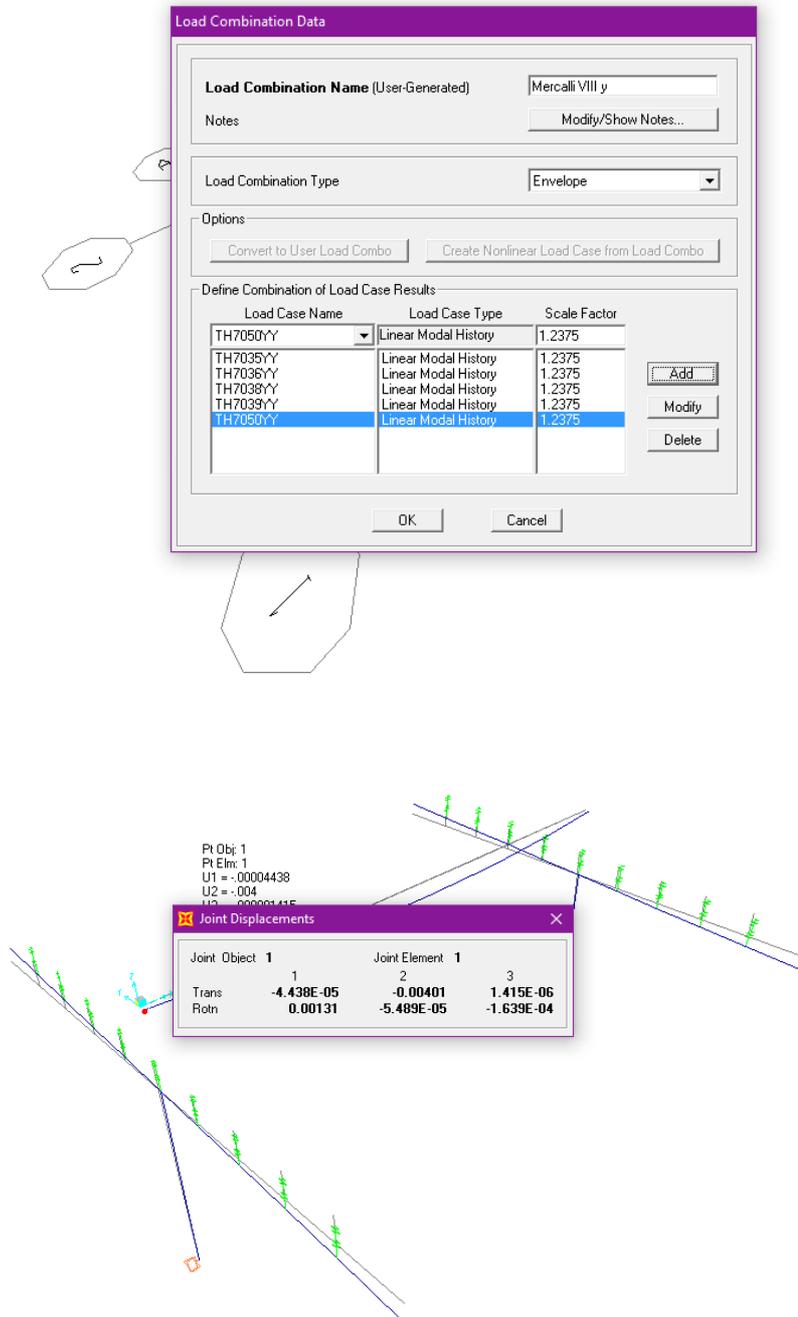
Mercalli Grado VII (0.260g), $D_{m\acute{a}x.}=0.211$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°40

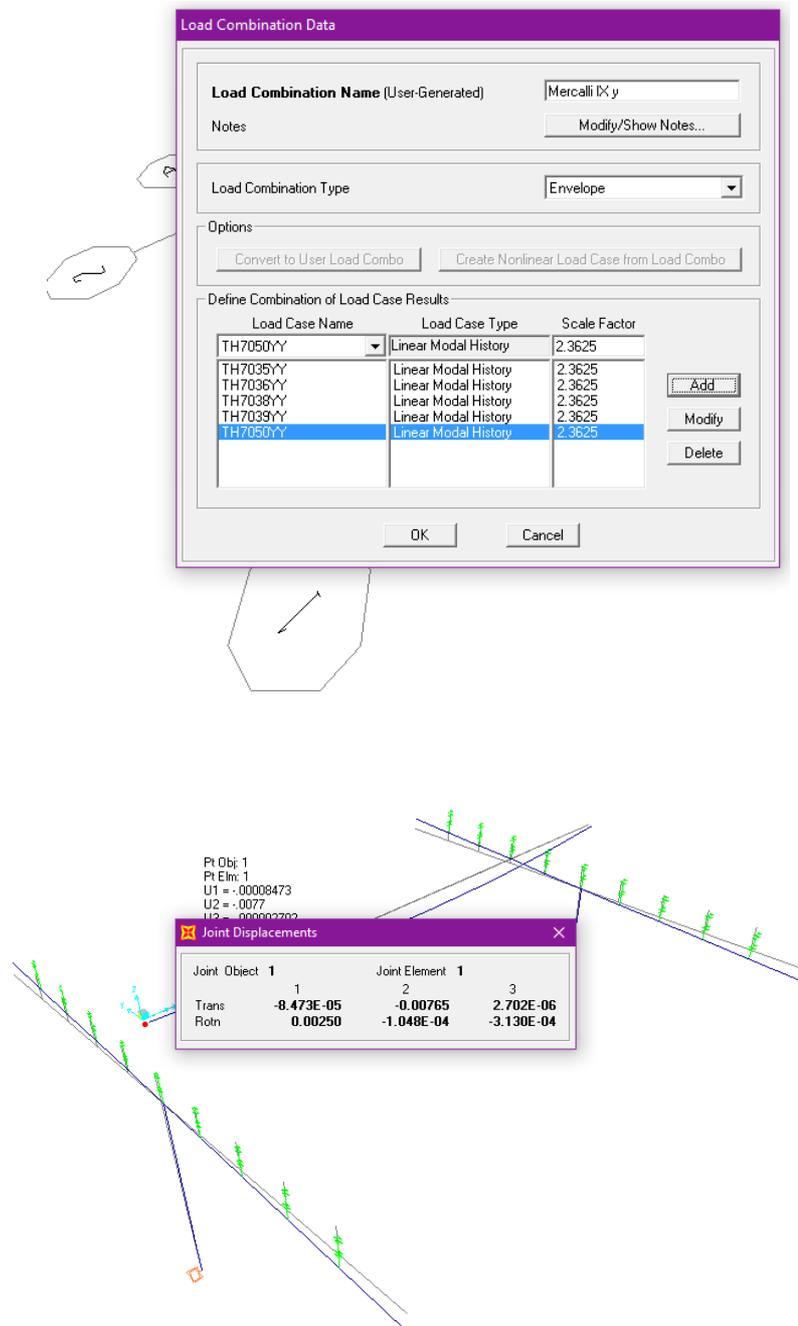
Mercalli Grado VIII (0.495g), $D_{m\acute{a}x.}=0.401$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°41

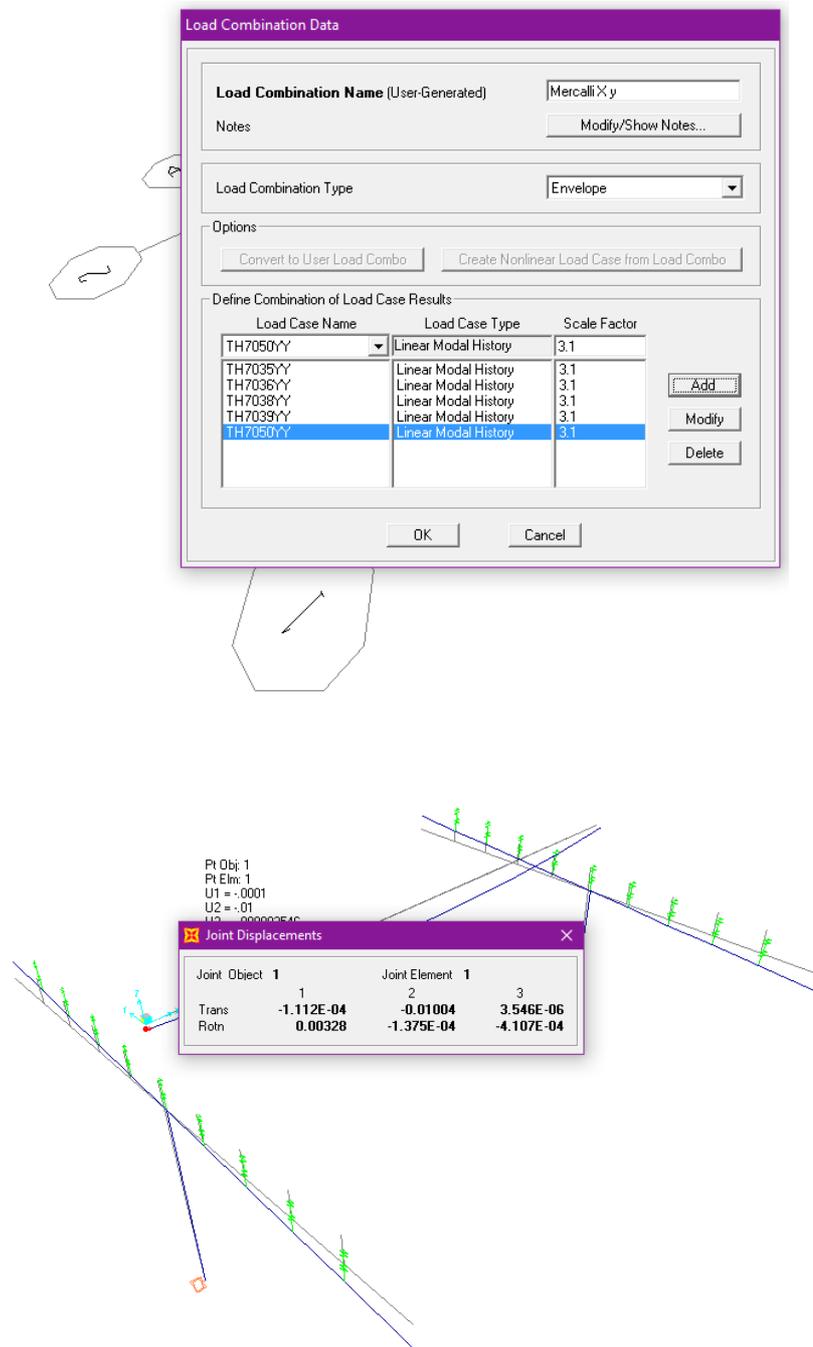
Mercalli Grado IX (0.945g), $D_{m\acute{a}x.}=0.765$ cm.



Fuente : Elaboracion propia

Figura N°42

Mercalli Grado X (1.240g), $D_{m\acute{a}x.}=1.004$ cm.

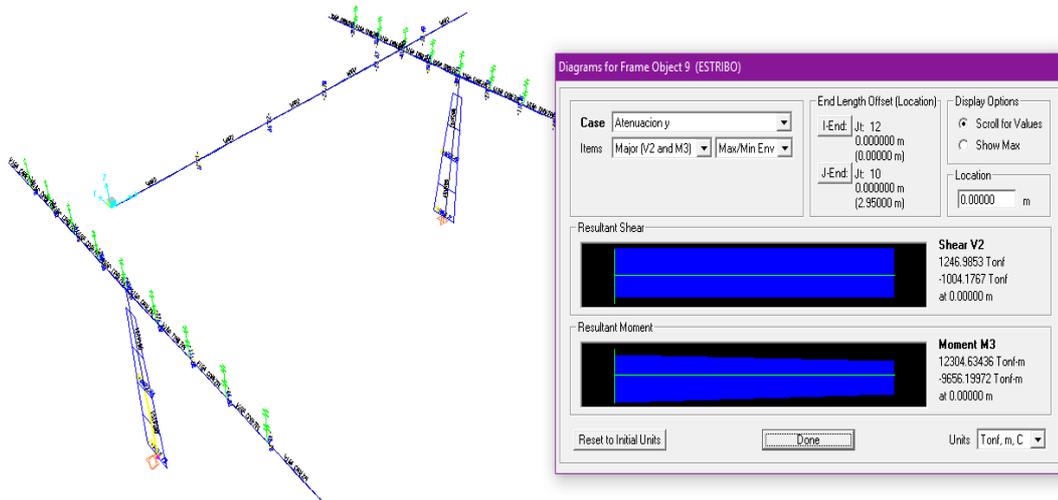


Fuente : Elaboracion propia

b.3 Fuerza constante y momentos máximo en el estribo del puente Bolívar, debido a la máxima aceleración sísmica.

Figura N°43

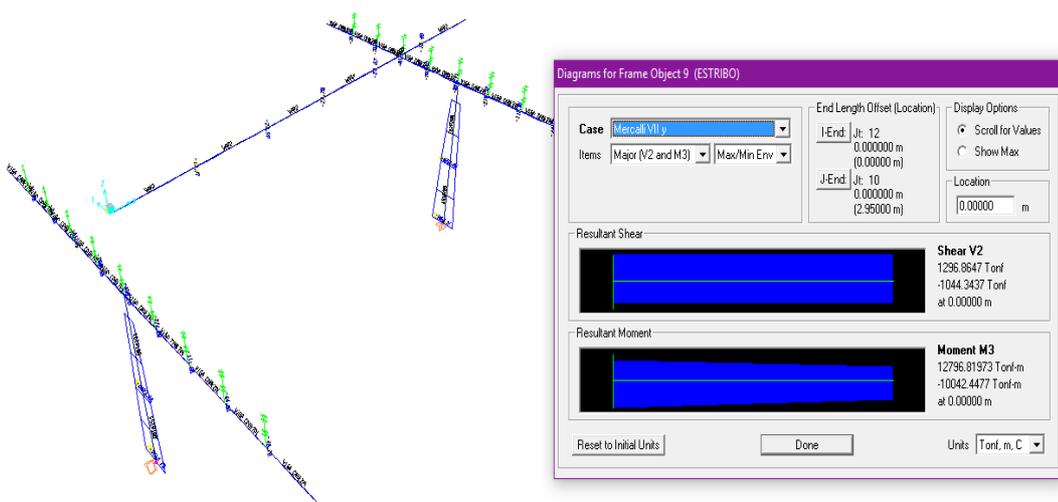
Atenuación (0.250g), $V_{m\acute{a}x.}=1,246.99$ Ton, $M\acute{a}x.= 12,304.63$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°44

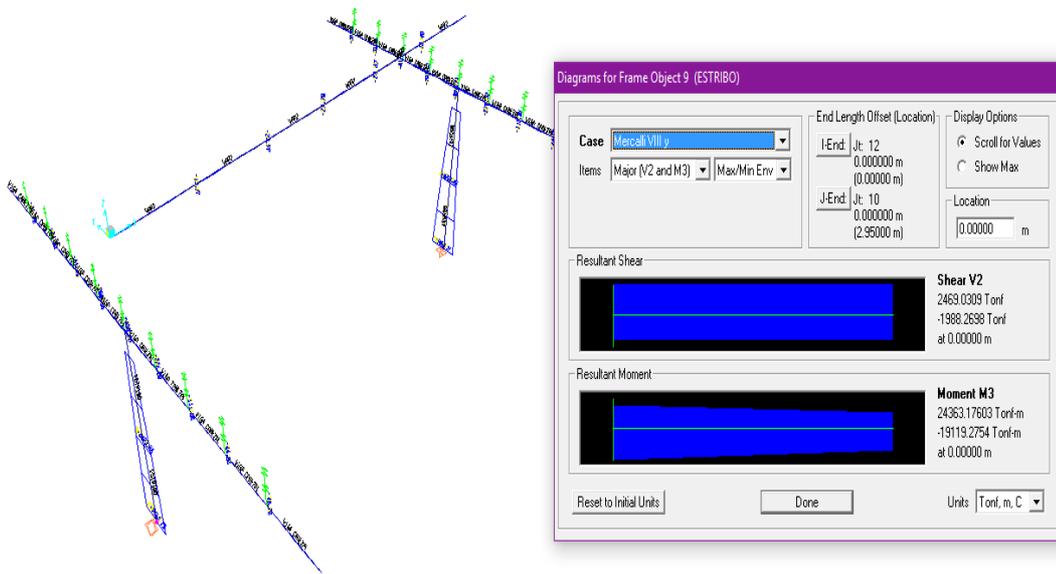
Mercalli Grado VII (0.260g), $V_{m\acute{a}x.}=1,296.87$ Ton, $M\acute{a}x.= 12,796.82$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°45

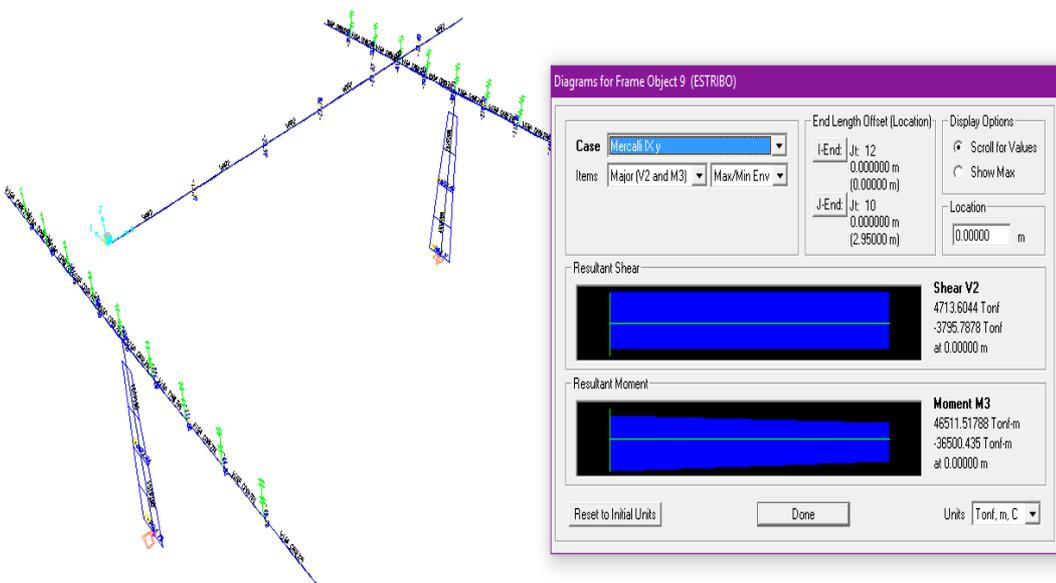
Mercalli Grado VIII (0.495g), $V_{m\acute{a}x.}=2,469.03$ Ton, $M_{\acute{a}x.}= 24,363.18$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°46

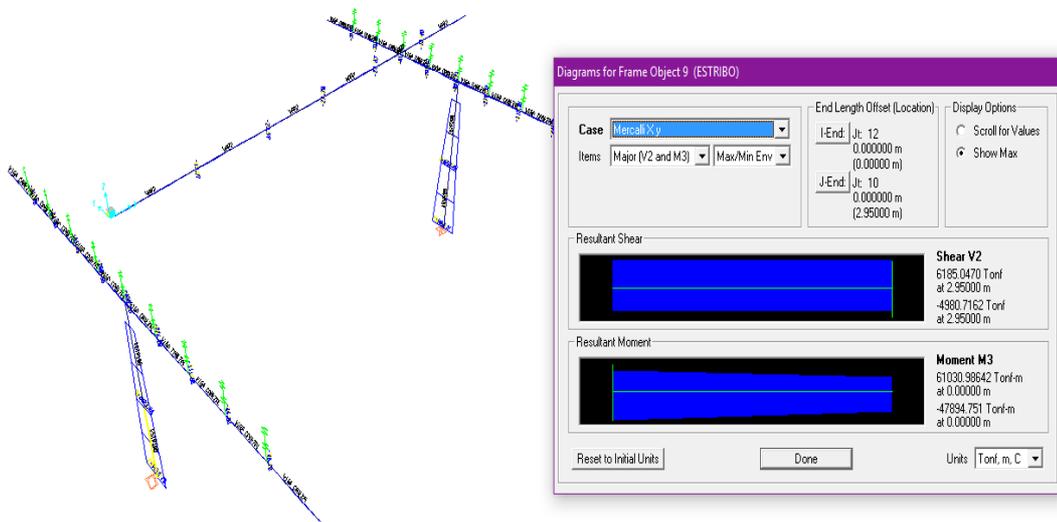
Mercalli Grado IX (0.945g), $V_{m\acute{a}x.}=4,713.60$ Ton, $M_{\acute{a}x.}= 46,511.52$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°47

Mercalli Grado X (1.240g), $V_{\text{máx.}}=6,185.05$ Ton, $M_{\text{áx.}}= 61,030.99$ Ton-m.



Fuente : Elaboracion propia.

b.4 Evaluación dinámica del puente Bolívar, debido al desplazamiento y fuerza cortante máxima en los estribos.

La evaluación se ha desarrollado de acuerdo al manual de diseño de puentes, publicado por la dirección general de caminos y ferrocarriles del ministerio de transportes y comunicaciones del Perú el mismo que fue aprobado mediante Resolución Ministerial N°589-2003-MTC/02.

Datos:

$$f_y = 4,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 1,800.00 \text{ cm.}$$

$$b = 1,810.00 \text{ cm.}$$

$$d = 125.00 \text{ cm.}$$

ρ_h = 0.0025 Porcentaje de refuerzo mínimo

\emptyset = 1.00 Factor de resistencia la corte

a.4.1 Desplazamiento máximo del estribo del puente.

Tabla N°17

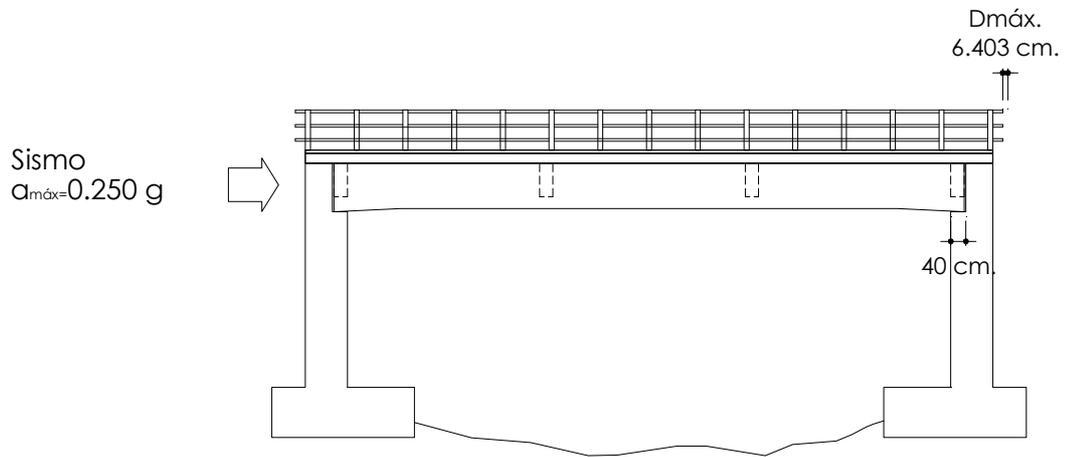
Desplazamiento máximo del estribo del puente por efecto de las aceleraciones sísmicas en dirección longitudinal y transversal al eje del puente

Aceleración Sísmica	Desplazamiento de los estribos (cm)				
	Dsx	Dsy	D _{resguardo}	Estribo	
Ley de Atenuación	0.250g	6.403	0.202	190.000	No falla
Escala de Mercali VII	0.260g	6.659	0.211		No falla
Escala de Mercali VIII	0.495g	12.677	0.401		No falla
Escala de Mercali IX	0.945g	24.201	0.765		No falla
Escala de Mercali X	1.240g	31.756	1.000		No falla

Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°48

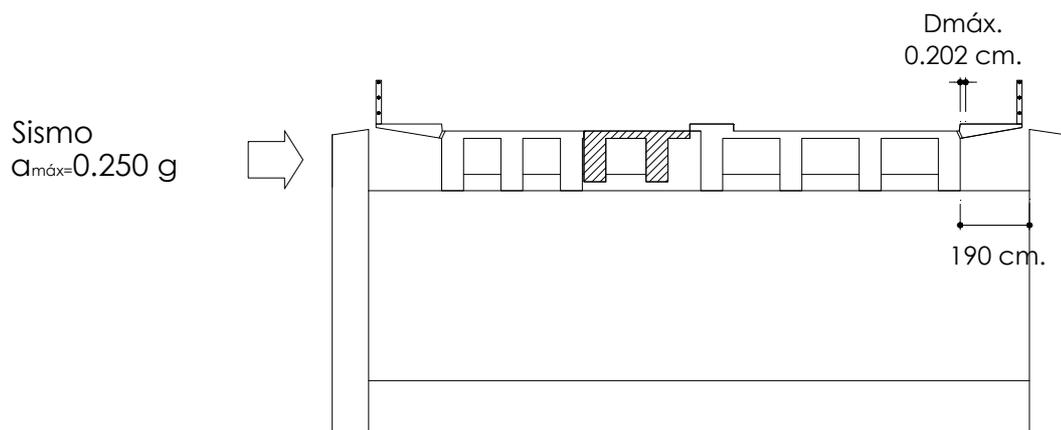
Desplazamiento máximo del estribo por efecto de las aceleracion sismica de atenuacion en direccion longitudinal



Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°49

Desplazamiento máximo del estribo por efecto de las aceleracion sismica de atenuacion en direccion transversal



Fuente : Elaboracion propia.

a.4.2 Evaluación de la fuerza cortante en los estribos del puente.

Resistencia al corte de los estribos (V_r), se tomará el menor.

$$V_r = 0.66 \sqrt{f'_c} bd = 2,111.77 \text{ Ton.}$$

$$V_r = \phi V_n = 2,790.44 \text{ Ton.}$$

$$V_n = [0.165 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y] bd = 2,790.44 \text{ Ton.}$$

Tabla N°18

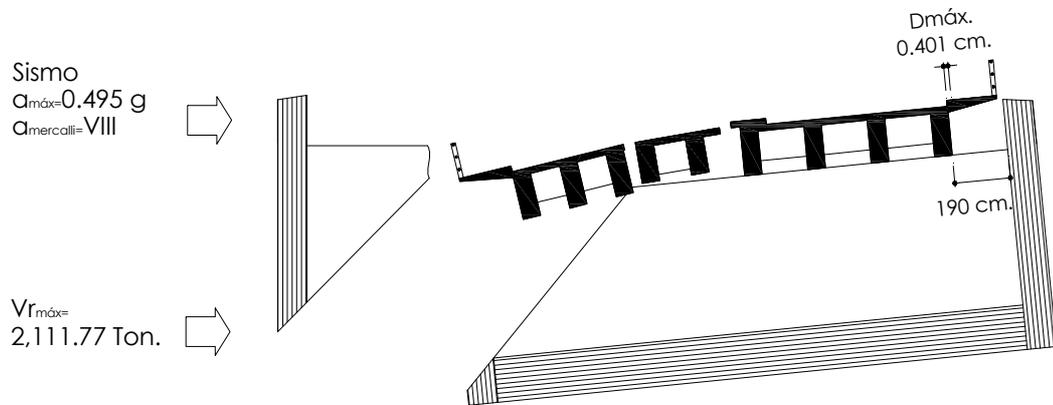
Resistencia del estribo del puente Bolivar a la maxima fuerza cortante

Aceleración Sísmica		Cortante en la base del estribo (Ton)		
		Analizado	Permitido	Estribo
Ley de Atenuación	0.250g	1,246.99	2,111.77	No falla
Escala de Mercali VII	0.260g	1,296.87		No falla
Escala de Mercali VIII	0.495g	2,469.03		Falla
Escala de Mercali IX	0.945g	4,713.60		Falla
Escala de Mercali X	1.240g	6,185.05		Falla

Fuente : Elaboracion propia.

Figura N°50

Falla del estribo del puente Bolivar por efecto de la fuerza cortante



Fuente : Elaboracion propia.

a.4.3 Desplazamiento máximo de losa puente.

Deflexión máxima de la losa, sismo en direccion longitudinal :

$$L / 300 = 6.00 \text{ cm.}$$

Tabla N°19

Deflexion máximo permitido de la losa del puente

	Aceleración Sísmica	Deflexión máxima de losa del puente (cm.)		
		Analizado	Permitido	Losa
Ley de Atenuación	0.250g	0.01	6.00	No falla
Escala de Mercalli VII	0.260g	0.01		No falla
Escala de Mercalli VIII	0.495g	0.01		No falla
Escala de Mercalli IX	0.945g	0.02		No falla
Escala de Mercalli X	1.240g	0.03		No falla

IV. RESULTADOS

4.1 Criterio basado en el índice de vulnerabilidad (I_{DF}) para los puentes en estudio.

Tabla N°20

Función de vulnerabilidad

Puente	I_{DF}	Nivel de Daño	Vulnerabilidad	Sa máx. cm/s^2
Confraternidad Internacional Este	0.122	Ligero	Bajo	17.88
P1	0.122	Ligero	Bajo	30.10
Bolívar P2	0.122	Ligero	Bajo	36.37
P3	0.122	Ligero	Bajo	30.10

Fuente : Elaboracion propia.

4.2 Análisis para la comprobación del método de la vulnerabilidad (I_{DF}).

Tabla N°21

Desplazamiento lateral de la losa con respecto a los apoyos (estribos)

Puente	Código	Fecha	Desplazamiento (m)
	7035	17/10/1966	0.00634
	7036	17/10/1966	0.00670
Confraternidad Internacional Este	7038	31/05/1970	0.00659
	7039	31/05/1970	0.00489
	7050	03/10/1974	0.00388

	7035	17/10/1966	0.00324
	7036	17/10/1966	0.00298
Bolívar	7038	31/05/1970	0.00216
	7039	31/05/1970	0.00189
	7050	03/10/1974	0.00163

Fuente : Elaboracion propia.

Tabla N°22

Deflexión de la losa

Puente	Deflexión por Carga Muerta (m)	Deflexión por Carga Móvil (m)
Confraternidad Internacional Este	0.01098	0.00495
Bolívar	0.00844	0.00274

Fuente : Elaboracion propia.

4.3 Cálculo de la socavación en la base de los estribos de los puentes.

Tabla N°23

Socavacion en la base de los estribos del puente

Sub Cuenca	Método LISCHTVAN LEVEDIEV Suelos Granulares	Método BLENCH
Rio Quillcay	1.461 m.	1.050 m.

Fuente : Elaboracion propia.

4.4 Fuerza cortante por efecto de la aceleración sísmica hasta la falla de los estribos del puente.

Tabla N°24

Falla de los estribos del puente por aceleración sísmica

Puente	Máx. Fuerza Cortante (Ton)	Aceleración Sísmica de Falla	
		Escala	Equivalencia
Confraternidad Internac. Este	2,488.39	Mercalli IX	0.945g
Bolívar	2,111.77	Mercalli VIII	0.495g

Fuente : Elaboración propia.

V. DISCUSIÓN

En el presente estudio se identificaron tres criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes de concreto armado, la experiencia americana, europea y asiática; entonces, por las características y condiciones de la zona de estudio hemos seleccionado el criterio americano el cual fue adaptado por Rivera (2008) para zonas de alta sismicidad.

La experiencia americana, utilizado en zonas de alta sismicidad como el Perú, basa su metodología en una función de vulnerabilidad que es interpretado a través del índice de daño físico (I_{DF}) el cual a su vez, está relacionado a un rango de valores que asocian un nivel de daño y un grado de vulnerabilidad (ver Tabla N°04); en ese sentido el interés de la aplicación está centrado en el estudio del daño físico de los estribos, por ser esencial para la estabilidad global de la estructura.

La experiencia europea, se caracteriza por que se aplica a zonas de baja sismicidad y puentes de mampostería, considerando como componentes potencialmente críticos los puentes con pilares flexibles del tipo columna, puentes con apoyo (con o sin relaciones sísmicas) y pilares no flexibles del tipo muro, también considera el efecto del sistema estribo – relleno debido al cierre entre el tablero y el estribo del puente.

Finalmente la experiencia asiática, utilizado para puentes ferroviarios en regiones de alta sismicidad; desarrolla su evaluación en tres categorías; alteración en el

lugar (condición de suelo y el potencial de licuefacción), sistema estructural (Angulo asimétrico, proporción del tamaño del pilar, redundancia estructural, relación altura y profundidad de socavación del pilar) y detalles estructurales (rotula plástica, y los esfuerzos para la columna del pilar).

Conforme se ha detallado, la inspección técnica, a partir del cual se definió la situación estructural de los puentes de la sub cuenca del río Quillcay, permitió realizar una evaluación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de estas obras de ingeniería; sin embargo, la aplicación de cálculos numéricos medibles de la experiencia americana han permitido obtener resultados más confiables del posible comportamiento de estas estructuras, ante un evento sísmico destructivo.

Bajo la terminología de la experiencia americana y como una alternativa para estimar el desplazamiento del tablero con respecto a los estribos, procedimos a modelar los puentes utilizando el programa computacional SAP 2000 V17 – CSIBridge V17.

En ese sentido, hemos querido mostrar los resultados de un estudio realizado a dos puentes de concreto armado, ubicados en la sub cuenca del río Quillcay, estudio adoptado con la metodología propuesta por Leyva, (2004) que incluye la evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural, mediante un análisis dinámico efectuado con la utilización del programa SAP 2000 V17 – CSiBridge V17. En consecuencia, aunque el análisis arroja desplazamientos despreciables y la longitud de apoyo real cumple con las consideraciones establecidas en el manual

de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones del Perú, se determina que el puente presenta una baja vulnerabilidad sísmica con un nivel de daño ligero.

Así mismo y de acuerdo a lo demostrado planteamos que el criterio basado en la experiencia americana, es la que mejor se adapta al estudio de la vulnerabilidad sísmica de los puentes de concreto armado en la sub cuenca del rio quillcay.

Con respecto al punto de falla de los estribos de los puentes, teóricamente estos han ocurrido a escala de Mercalli IX para el puente Confraternidad Internacional Este y escala de Mercalli VIII para el puente Bolívar.

VI. CONCLUSIONES

De acuerdo a las evaluaciones realizadas a los criterios para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes de concreto armado, el estudio ha determinado que la experiencia americana adaptado por Rivera (2008) en la ciudad de México, es el más adecuado para la sub cuenca del rio quillcay, pudiendo incluso a extenderse a todas las zonas de alta sismicidad del territorio peruano.

En consecuencia es conveniente adoptar el criterio de estimación metodológica basado en la función de vulnerabilidad que permite estimar el índice de daño físico (I_{DF}) de la aceleración de demanda del puente, asociado a un nivel de daño y un grado de vulnerabilidad, cuyo resultado es esencial para la estabilidad global de la estructura.

También, bajo la terminología de la experiencia americana se logró modelar los puentes utilizando el programa computacional SAP 2000 V17 – CSIBridge V17; cuyos resultados permitieron validar los valores obtenidos bajo la función de vulnerabilidad sísmica.

En ese sentido, proponemos el uso del criterio americano por ser conservador en cuanto a sus resultados para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto armado en la zona urbana de la ciudad de Huaraz – Sub cuenca del rio quillcay. También, con el propósito de buscar herramientas que permitan simplificar la aplicación del criterio adoptado consideramos por conveniente que

posteriores investigaciones desarrollen programas computacionales que permitan automatizar los cálculos a partir de la información básica recolectada en campo.

En conclusión el análisis desarrollado a los puentes de concreto armado de la subcuenca del río quillcay determinaron la existencia de una vulnerabilidad baja de nivel ligero, indicando que no hay peligro estructural inminente o que el daño es fácilmente reparable, con leves desplazamientos y grietas en la zona superior de la losa así como un leve movimiento o asentamiento de los estribos.

VII. RECOMENDACIONES

Para la zona de estudio, sub cuenda del rio quillcay se recomienda adoptar la experiencia americana, bajo la metodología que centraliza su estudio en el daño físico de los estribos del puente, aspecto esencial para garantizar la estabilidad global de la estructura.

Se ha comparado, interpretado y demostrado que el índice de daño físico (I_{DF}) presenta un rango confiable de valores asociado a un nivel de daño y un nivel de grado de vulnerabilidad que pretende guiar a las autoridades a salvaguardar la seguridad estructural de los puentes urbanos que permitan hacer un dictamen técnico con base en un análisis estructural más detallado y validado por peritos especializados.

Así mismo, es recomendable simular el desplazamiento de la losa del puente con respecto a los estribos usando modelos computacionales como el SAP 2000 V17 – CSIBridge V17 u otro similar, con la finalidad de verificar los desplazamientos y las deflexiones, que permitan avalar los resultados del índice de daño físico de la aceleración de demanda de los puentes analizados.

Finalmente, con el propósito de buscar herramientas que permitan simplificar la aplicación del criterio basado en la experiencia americana, sobre todo para personal de protección civil que no está familiarizado con el área de la ingeniería estructural, se recomienda desarrollar programas computacionales que permitan automatizar los cálculos a partir de la información básica recolectada en campo.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Aburto P. (2013), “Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica del Puente Pedro de Valdivia - Chile”. Tesis para optar el Título de Ingeniería Civil en Obras Civiles. Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile.
2. Aguilar Z. (1991), “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Arequipa”. Tesis de Grado. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería.
3. Alonso G., José Luis, Microzonificación sísmica de áreas urbanas ¿Qué es y para qué sirve? Rev. Venezolana Ing. [Seriada en línea] 2011 [Citado 1992]; [65 páginas]. Disponible en: http://www.crid.or.cr/cd/CD_Asentamientos_Humanos/pdf/spa/doc3194/doc3194.htm
4. Alva Hurtado J.E. (1990) “Red Nacional de Acelerógrafos del CISMID y Procesamiento de Acelerogramas Registrados”, Seminarios CISMID, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
5. Alva Hurtado J.E., Chávez O. Taniwanga W. (1986), “Estudio de Microtrepidaciones en Chimbote y Huaraz” Revista TECNIA, Vol. 03 N°01, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima
6. Alva J, Huamán C, Bustamante A. Estudios de la microzonificación sísmica de Huaraz. Documento del VIII Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil Ica – Perú; 2000 nov 6-11; Ica, Perú: UNI/Facultad de Ingeniería Civil/CISMID

7. American Concrete Institute “Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario”
8. Arévalo E. (1985), “Riesgo Sísmico del Departamento de Ancash”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería. Asesor: Dr. Jorge E. Alva Hurtado.
9. Armas C. (1972) “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Huaraz”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería. Asesor: Ing. Julio Kuroiwa.
10. Barbat, Alex; Pujades, Luis (2004). “Evaluación de la Vulnerabilidad y del Riesgo Sísmico en zonas Urbanas. Aplicación a Barcelona” Universidad Politécnica de Cataluña, España.6º Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Sísmica.
11. Cámara Peruana de la Construcción (2009), “Reglamento Nacional de Construcciones y sus Modificaciones”, Perú.
12. Candebat Sánchez, Darío; Márquez Mercerón, Pedro Iván; Leyva Chang, Kenia; Ferrera Toujague, Hazel de la Caridad; Morejón Blanco, Grisel. “Criterios Para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Hormigón Armado de las Carreteras de Santiago de Cuba. Estudio de Casos” Ciencia en su PC [en línea] 2008: [fecha de consulta: 9 de marzo de 2013] Disponible en:
<<http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181317818008>>ISSN1027-2887.
13. Chávez O. (1984) “Amplificación Sísmica de Algunas Ciudades del Perú”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería. Asesor: Dr. Jorge E. Alva Hurtado.

14. Ernesto D. microzonificación en sentido amplio, Instituto Geofísico del Perú. Perú: Instituto Geofísico del Perú; 1982.
15. Hugo C. María D (2008), “Proyecto conceptual de puentes en zonas sísmicas” FHECOR Ingenieros Constructores, IV congreso ACHE del 24 al 27 de noviembre 2008.
16. Gonzales C. (1994), “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Huaraz Sector Sur”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ancash “Santiago Antúnez de Mayolo”. Asesor: Ing. Elio Milla.
17. Hermosa, M. (1972), “Estudio Sobre el Sismo del 31 de Mayo de 1970. Ciudad de Chimbote”. Tesis de grado. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
18. Instituto Nacional de Defensa Civil – INDECI (2006), “Mapa de Peligros de la Ciudad de Huaraz y sus Áreas de Expansión” Proyecto INDECI – PNUD PER/02/051 Ciudades Sostenibles.
19. Jorge E. Hurtado A, Avances en los estudios de microzonificación sísmica en el Perú, Técnica, Vol. 3, N°1, pp 61-74
20. Juárez Badillo E., Rico Rodríguez A. (1985), “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, Tomo I, Editorial Limusa S.A. Tercera Edición, México.
21. Julio K. Reducción Desastres, Viviendo en Armonía con la Naturaleza. Perú: Quebecor World Peru S.A.; 2002
22. Kanaí K, Tanaka T, Morishita T, Osada K. Observation of Microtremor XI Vol. 44. Japón: Earthquake Research Institute; 1966.

23. Laboratorio Geotécnico S.A. (1972). Estudio de Suelos Para Cimentación y Pavimentación de la Ciudad de Huaraz”, Informe presentado al Ministerio de Vivienda y Construcción.
24. Landa Ruiz Laura (2006). “Procedimiento Para Determinar la Capacidad Sísmica de Puentes Existentes”, Tesis para obtener el título de maestro en ingeniería, Universidad de Michoacán de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento de Estructuras.
25. López Pérez Juan I. (2010). “Evaluación Sísmica de Puentes Tipo en México Morelia, Michoacán”, Tesis para obtener el grado de licenciatura, Universidad de Michoacán de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento de Estructuras.
26. Maldonado Rondón E, José Canas, Joan Casas. (2009) “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes” Investigación de la Universidad de la Rioja, Fundación Dialnet, Localización: Hormigón y acero, ISSN 0439-5689, N° 220, 2001 , págs. 19-28
27. Ordoñez A., (1984), “Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica de Huaraz”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería. Asesor: Dr. Jorge E. Alva Hurtado.
28. Oviedo R. Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico. Rev. Peruana Investigaciones en Ingeniería Civil [Seriada en línea] 1999 [Citado 2004 Ene]; [65 páginas]. Disponible en: <http://oviedos.tripod.com/peligr.htm>
29. Rivera Vargas D., (2007) “Evaluación Simplificada de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Urbanos” Centro Nacional de Prevención de

Desastres, Dirección de Investigación – Sub Dirección de Estructuras y Geotecnia, CENAPRED México.

30. Salazar M. (1994), “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Huaraz Zona Norte”, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ancash “Santiago Antúnez de Mayolo”. Asesor: Ing. Luis Coral.
31. Universidad de Chile, Ministerio de Salud, División de Inversiones y Desarrollo de la Red Asistencial. Santiago, Octubre de 2000. “Bases Metodológicas para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Estructuradas con Pórticos de Hormigón Armado. Evaluación de elementos Arquitectónicos y Evaluación de Equipamiento”. Centro Colaborador OPS/OMS para Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud.
32. William L, Robert W., Mecánica de suelos, 2da Ed. Instituto Tecnológico de Massachusetts: Limusa S.A.; 1990.

ANEXO

A. IMAGENES

Imagen N° 01

SUB CUENCA DEL RIO QUILLCAY



Fuente : Unidad de Glaciología y Recursos Hídricos (UGRH), INRENA
Google Earth (2007)

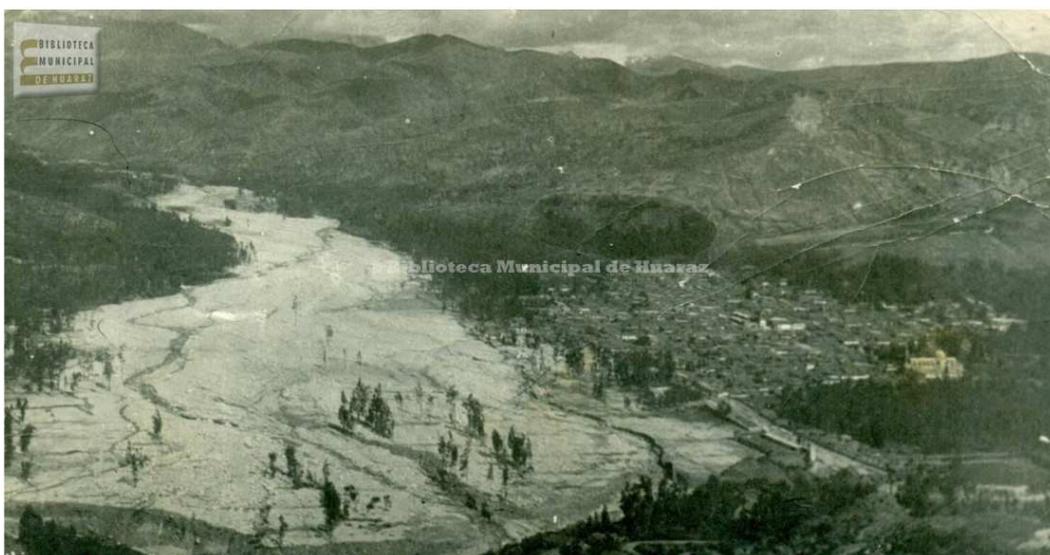
Imagen N° 02

La ciudad de Huaraz mostrando la extensa huella blanca del Aluvión de 1941.

A la derecha, la parte antigua de la ciudad quedó intacta.



Foto : Arnold Heim, 24. VI. 1947

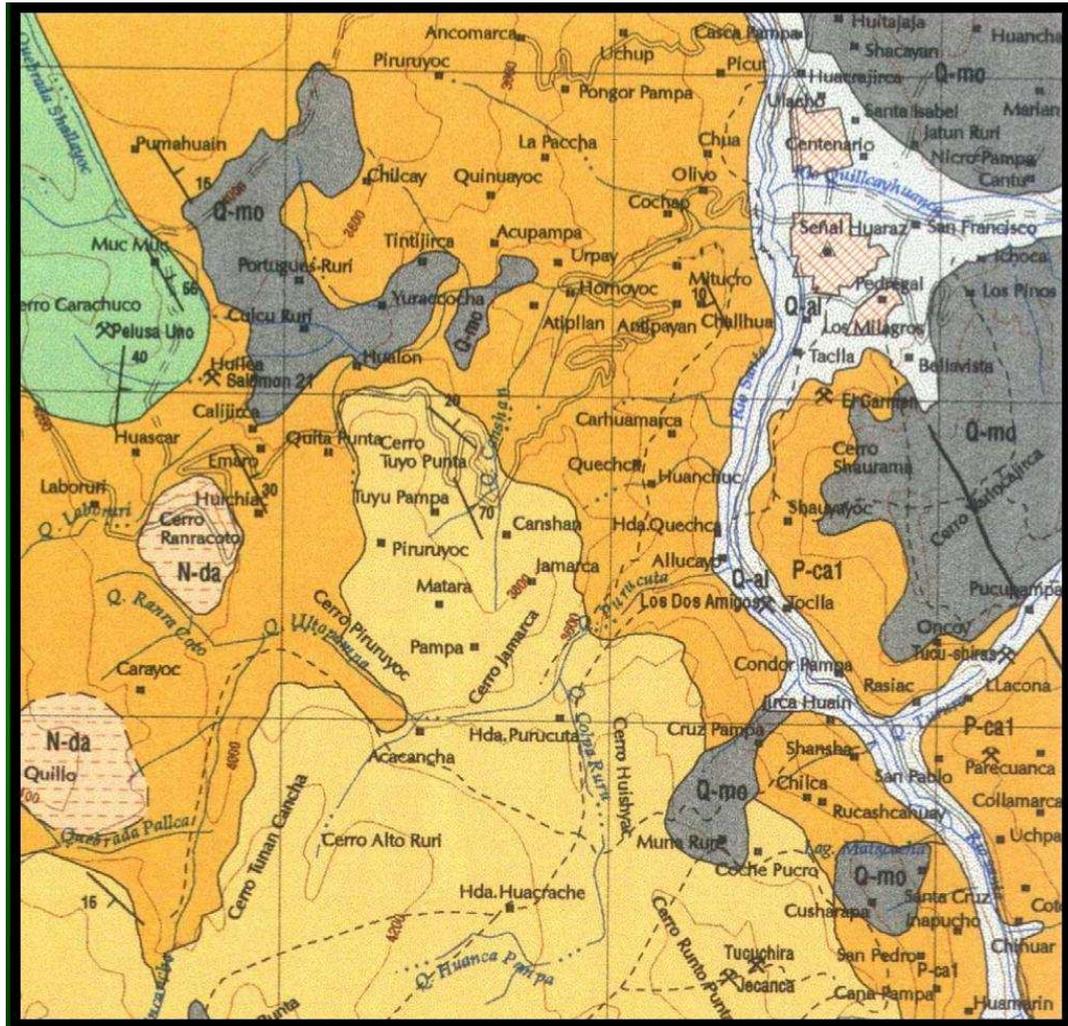


Fuente : Foto, biblioteca municipal de Huaraz.

B. MAPAS

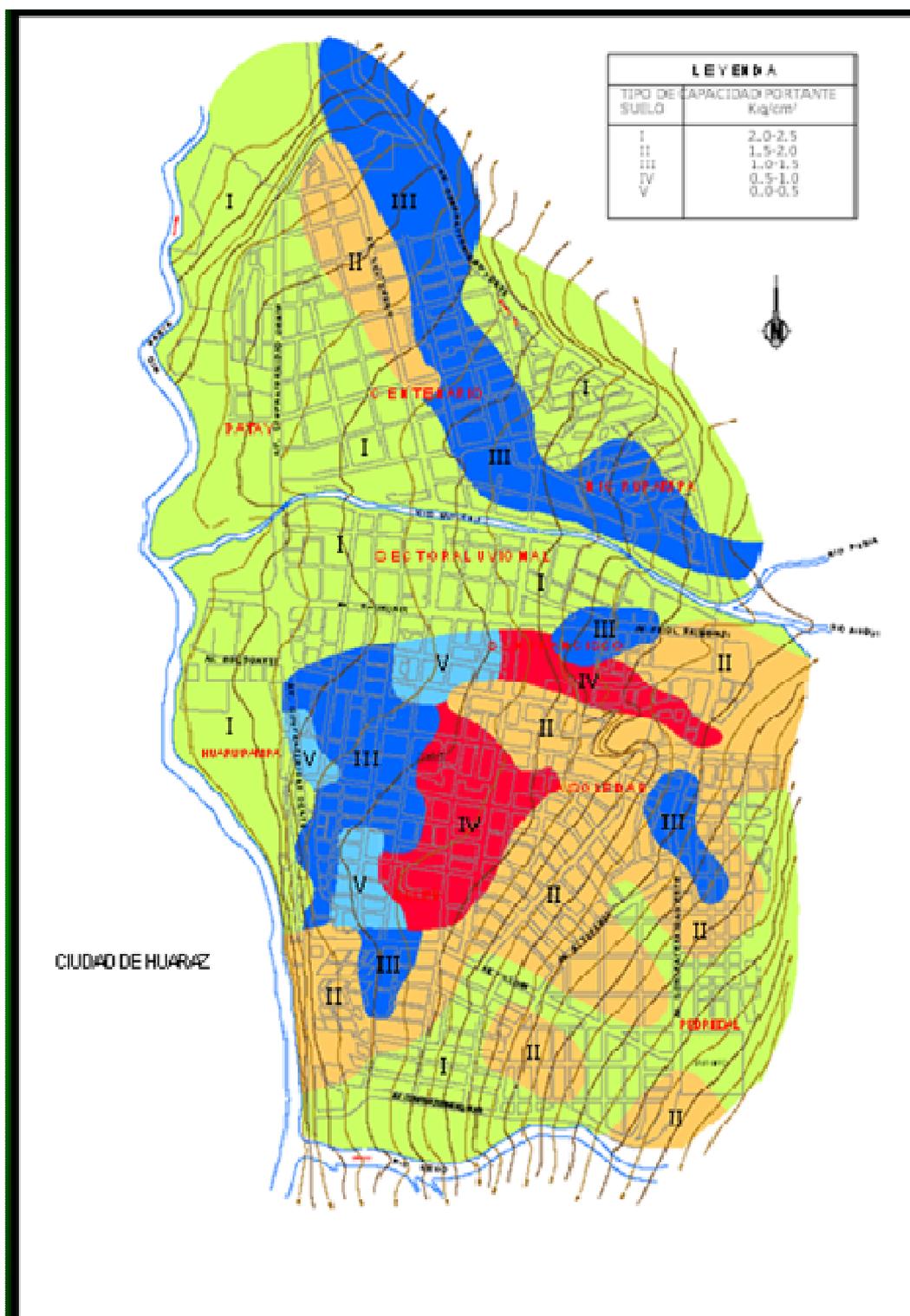
Mapa N° 01

GEOLOGIA REGIONAL DE HUARAZ 1,996



Fuente : INGEMMET, 1996

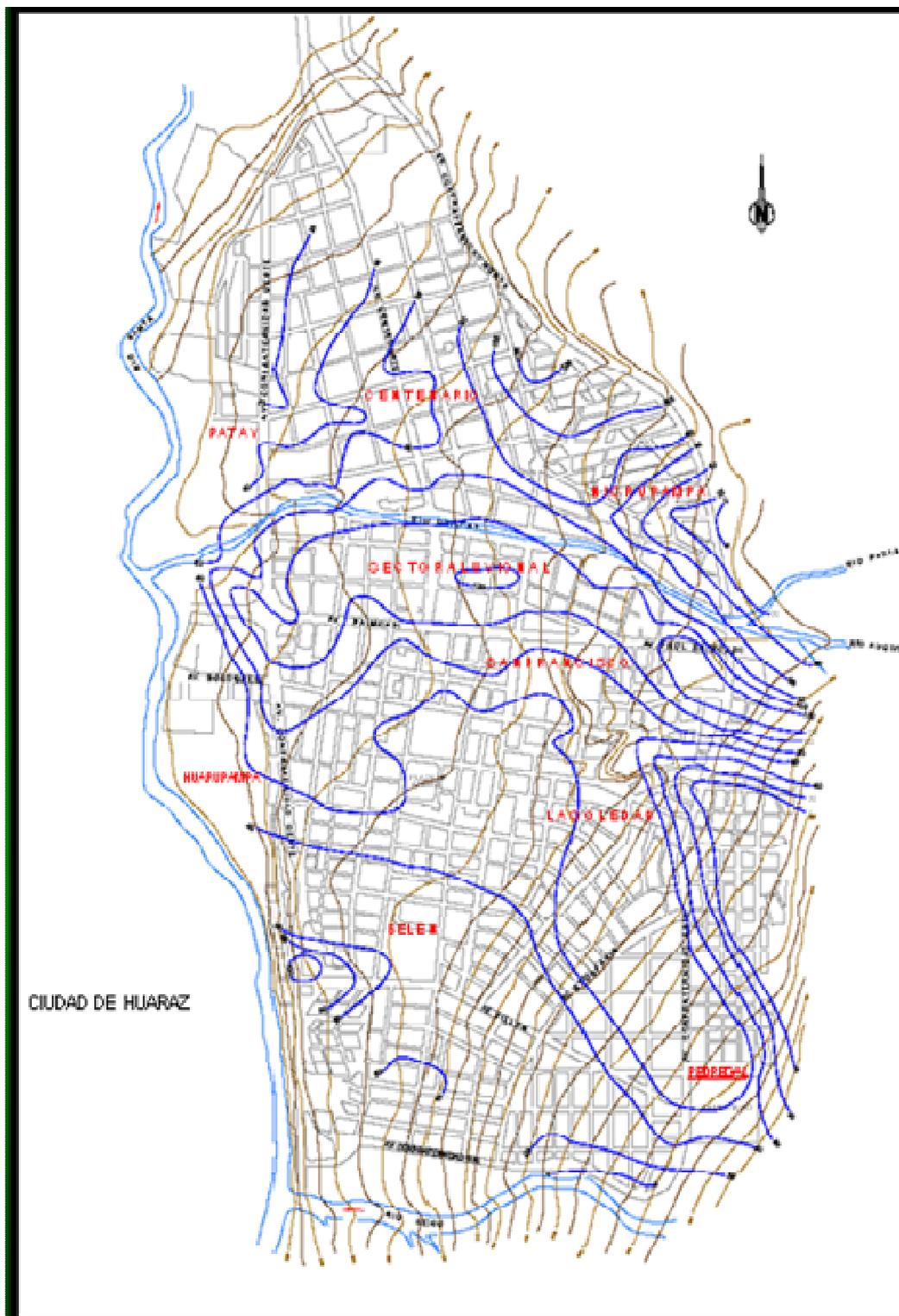
Mapa N° 03
TIPOS DE SUELOS 1,984



Fuente : Ordoñez, 1984

Mapa N° 04

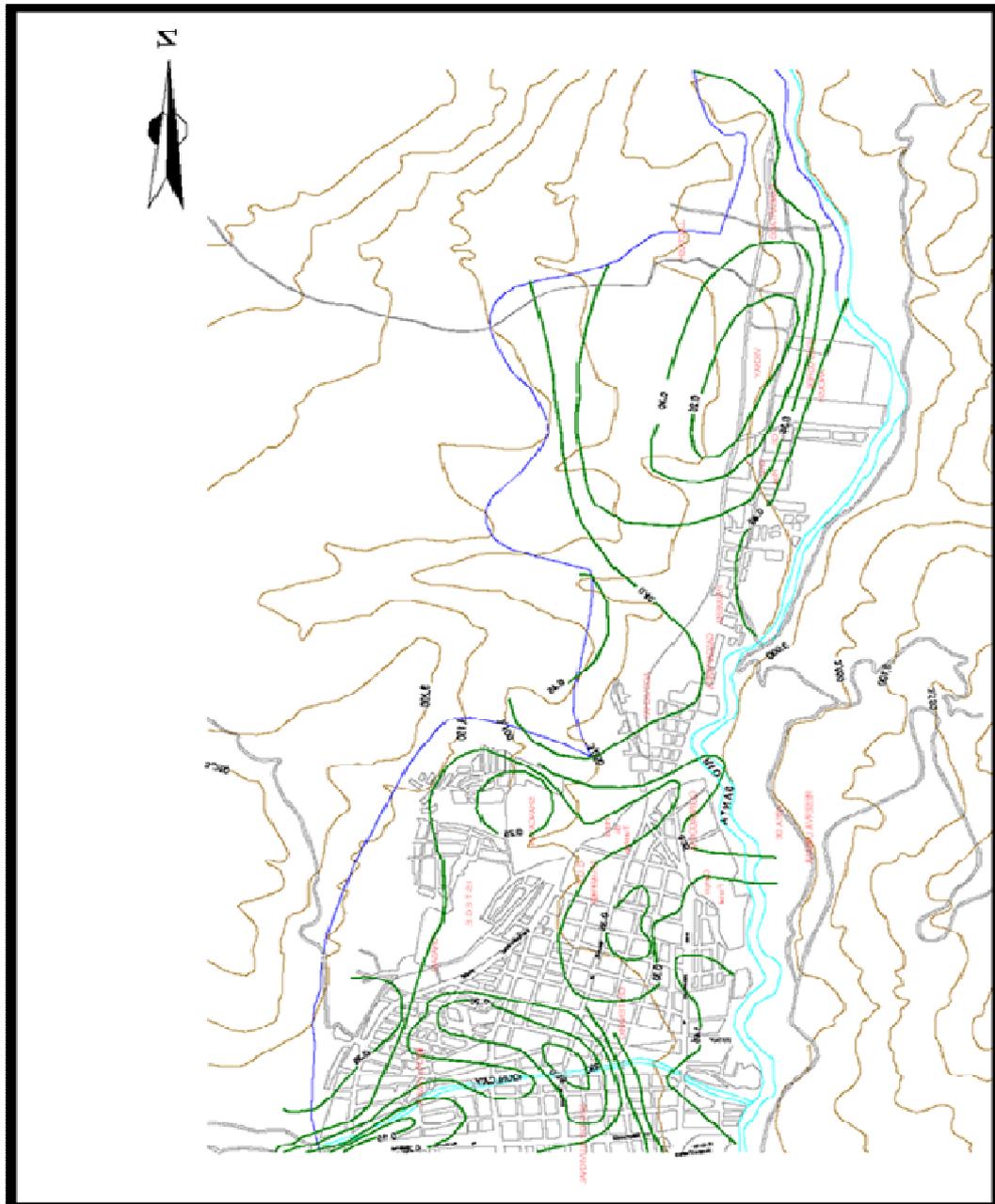
PROFUNDIDADES DE BASAMENTO ROCOSO 1,972



Fuente : Armas, 1972

Mapa N° 05

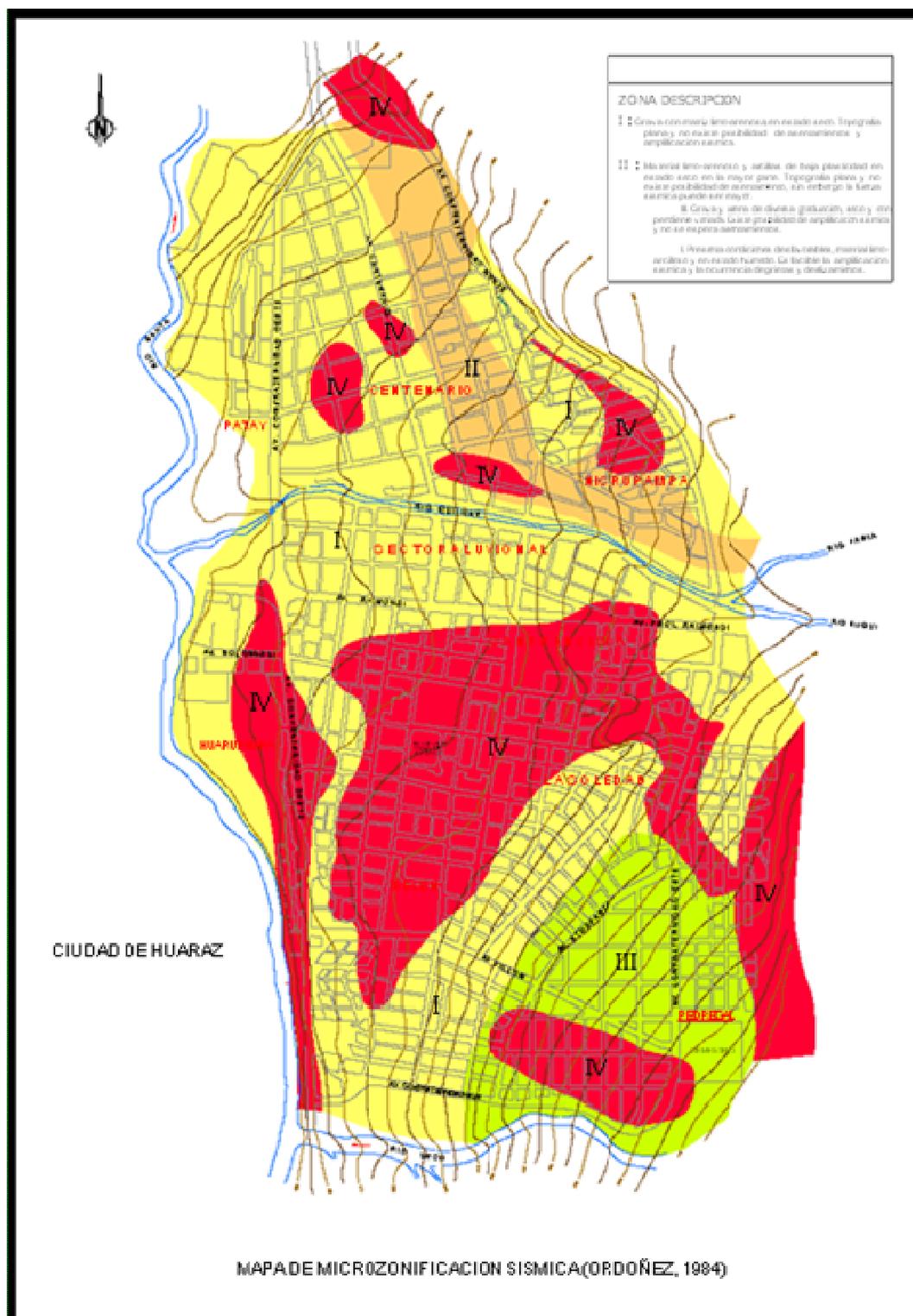
CURVAS ISOPERIODO EN HUARAZ ZONA NORTE 1,992



Fuente : Huamán ET. AL., 1992

Mapa N° 06

MICROZONIFICACION SISMICA 1,984



Fuente : Ordoñez, 1984

C. FICHAS TECNICAS

C.1 PUENTE CONFRATERNIDAD INTERNACIONAL ESTE

Nombre : Puente Confraternidad Internacional Este		Ubicación : Av. Confrat. Int. Este - Huaraz - Ancash	
Tipología Estructural : Concreto Armado			
DAÑOS OBSERVADOS			
1. CALZADA	4. SUPERESTRUCTURA		
<input type="checkbox"/> No operacional <input checked="" type="checkbox"/> Asentamiento de la calzada <input type="checkbox"/> Fuera del asiento del puente <input type="checkbox"/> Movimiento transversal excesivo <input type="checkbox"/> No daño <input checked="" type="checkbox"/> Otros (explicar) La calzada, se apoya fuera del cabezal de los estribos.	Hormigón Armado <input checked="" type="checkbox"/> Grieta de flexión <input checked="" type="checkbox"/> Grieta de corte <input checked="" type="checkbox"/> Falla conexión <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
	Miembros de acero, vigas de piso, largueros <input checked="" type="checkbox"/> Pandeo local <input type="checkbox"/> Cordón sup. <input type="checkbox"/> Cordón inf. <input type="checkbox"/> Diagonales <input checked="" type="checkbox"/> Falla conexión <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
	Arcos de hormigón <input type="checkbox"/> Grieta de flexión <input type="checkbox"/> Grieta de corte <input type="checkbox"/> Falla conexión <input type="checkbox"/> Pandeo local <input type="checkbox"/> No daños <input checked="" type="checkbox"/> N/A		
	Viga principal acero / hormigón, vigas secundarias <input checked="" type="checkbox"/> Grieta de flexión <input checked="" type="checkbox"/> Grieta de corte <input checked="" type="checkbox"/> Falla conexión <input type="checkbox"/> Pandeo local <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
2. TABLERO	5. SUBESTRUCTURA		
<input checked="" type="checkbox"/> Juntas long., extendidas <input checked="" type="checkbox"/> Juntas de exp., extendidas <input checked="" type="checkbox"/> Grietas en superficie de desgaste <input type="checkbox"/> Desprend., en sup., desgaste <input type="checkbox"/> Grietas / desprend., en cubierta <input checked="" type="checkbox"/> Desalineamiento de barandillas, de vereda, líneas del pavimento <input type="checkbox"/> No daños	Estribos <input type="checkbox"/> Mov. / Rot. Muro <input type="checkbox"/> Daños fuertes <input checked="" type="checkbox"/> Mov. Ala del muro <input checked="" type="checkbox"/> Sep. Muro del ala <input type="checkbox"/> Asent. Relleno <input type="checkbox"/> Mov. de la fundación <input type="checkbox"/> D. en pila del est. <input checked="" type="checkbox"/> Agriet. en muro <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
	Pilares <input type="checkbox"/> Daños en juntas <input type="checkbox"/> Falla Moment. <input type="checkbox"/> Falla por corte <input type="checkbox"/> Falla fund. <input type="checkbox"/> Grieta de flexión <input type="checkbox"/> Grieta de corte <input type="checkbox"/> Pandeo local <input type="checkbox"/> F. empalme inadec. <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
3. SOPORTE	6. GEOTÉCNICOS		
<input checked="" type="checkbox"/> Falla del soporte (integral, contac, elastomérico) <input type="checkbox"/> Movimiento del soporte <input type="checkbox"/> Cizalle o retirada del perno <input type="checkbox"/> No daños	<input type="checkbox"/> Derrumbe de laderas <input checked="" type="checkbox"/> Otros Socavación <input checked="" type="checkbox"/> Asentamiento <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> Licuefacción de falla <input type="checkbox"/> N/A <input type="checkbox"/> Movimiento de falla		
Observaciones : Existe socavación moderada en los estribos y aleros de encausamiento, en la losa se observa el desprendimiento de elementos de concreto y existen fisuras en las vigas principales y secundarias.			

Fuente : Elaboracion propia

C.2 PUENTE BOLIVAR

Nombre : Puente Bolivar		Ubicación : Av. Confrat. Int. Oeste - Huaraz - Ancash	
Tipología Estructural : Concreto Armado			
DAÑOS OBSERVADOS			
1. CALZADA	4. SUPERESTRUCTURA		
<input type="checkbox"/> No operacional <input checked="" type="checkbox"/> Asentamiento de la calzada <input type="checkbox"/> Fuera del asiento del puente <input type="checkbox"/> Movimiento transversal excesivo <input type="checkbox"/> No daño <input checked="" type="checkbox"/> Otros (explicar) Daño en la calzada, desgaste y falta de mantenimiento rutinario	Hormigon Armado <input checked="" type="checkbox"/> Grieta de flexión <input checked="" type="checkbox"/> Grieta de corte <input type="checkbox"/> Falla conexión <input checked="" type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
	Miembros de acero, vigas de piso, largueros <input type="checkbox"/> Pandeo local <input type="checkbox"/> Cordón sup. <input type="checkbox"/> Cordón inf. <input type="checkbox"/> Diagonales <input type="checkbox"/> Falla conexión <input type="checkbox"/> No daños <input checked="" type="checkbox"/> N/A		
	Arcos de hormigón <input type="checkbox"/> Grieta de flexión <input type="checkbox"/> Grieta de corte <input type="checkbox"/> Falla conexión <input type="checkbox"/> Pandeo local <input type="checkbox"/> No daños <input checked="" type="checkbox"/> N/A		
	Viga principal acero / hormigón, vigas secundarias <input type="checkbox"/> Grieta de flexión <input type="checkbox"/> Grieta de corte <input type="checkbox"/> Falla conexión <input type="checkbox"/> Pandeo local <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
2. TABLERO	5. SUBESTRUCTURA		
<input checked="" type="checkbox"/> Juntas long., extendidas <input checked="" type="checkbox"/> Juntas de exp., extendidas <input checked="" type="checkbox"/> Grietas en superficie de desgaste <input checked="" type="checkbox"/> Desprend., en sup., desgaste <input checked="" type="checkbox"/> Grietas / desprend., en cubierta <input checked="" type="checkbox"/> Desalineamiento de barandillas, de vereda, líneas del pavimento <input type="checkbox"/> No daños	Estribos <input type="checkbox"/> Mov. / Rot. Muro <input type="checkbox"/> Daños fuertes <input checked="" type="checkbox"/> Mov. Ala del muro <input checked="" type="checkbox"/> Sep. Muro del ala <input type="checkbox"/> Asent. Relleno <input type="checkbox"/> Mov. de la fundación <input type="checkbox"/> D. en pila del est. <input checked="" type="checkbox"/> Agriet. en muro <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
	Pilares <input type="checkbox"/> Daños en juntas <input type="checkbox"/> Falla Moment. <input type="checkbox"/> Falla por corte <input type="checkbox"/> Falla fund. <input type="checkbox"/> Grieta de flexión <input type="checkbox"/> Grieta de corte <input type="checkbox"/> Pandeo local <input type="checkbox"/> F. empalme inadec. <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> N/A		
3. SOPORTE	6. GEOTÉCNICOS		
<input checked="" type="checkbox"/> Falla del soporte (integral, contac, elastomérico) <input type="checkbox"/> Movimiento del soporte <input type="checkbox"/> Cizalle o retirada del perno <input type="checkbox"/> No daños	<input type="checkbox"/> Derrumbe de laderas <input checked="" type="checkbox"/> Otros Socavación <input checked="" type="checkbox"/> Asentamiento <input type="checkbox"/> No daños <input type="checkbox"/> Licuefaccion de falla <input type="checkbox"/> N/A <input type="checkbox"/> Movimiento de falla		
Observaciones : Puente compuesto por tres elementos independientes, presenta socavación en estribos y aleros de encausamiento, presenta desprendimiento de elementos estructurales, presencia de fisuras en sus elementos principales.			

Fuente : Elaboracion propia

D. REGISTROS FOTOGRAFICOS

D.1 PUENTE CONFRATERNIDAD INTERNACIONAL ESTE



Foto CE-01 : Puente Confraternidad Internacional Este



Foto CE-02 : Servicio de la sub estructura y superestructura del puente.

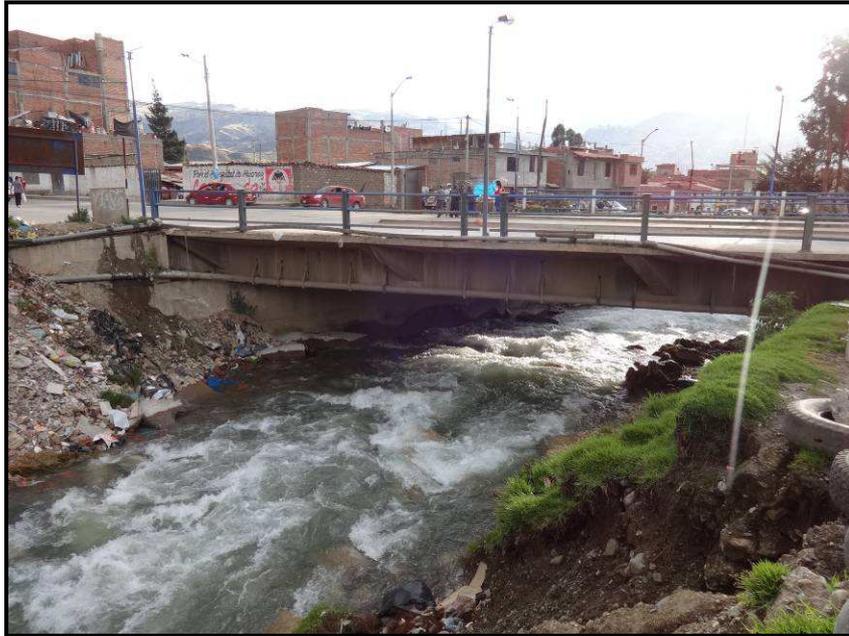


Foto CE-03 : Colmatación de cauce, por arrastre de material de quebrada y arrojo de basura.



Foto CE-04 : Socavación de la base de los estribos, se observa la falla de los dados de protección.



Foto CE-05 : Distribución de vigas principales, digas diafragma y dados de protección.



Foto CE-06 : Vigas principales perforados en volado de vereda, se observa el anclaje de tuberías de teléfono a través de pernos pasantes.



Foto CE-07 : Viga principal con presencia de fisuras en todo el contorno de su sección.



Foto CE-08 : Viga diafragma con presencia de fisuras en todo el contorno de su sección.



Foto CE-09 : Fisuras de contorno en viga principal, causado por perno pasante de sujeción de tuberías.



Foto CE-10 : Apoyo de viga principal sobre estribo, no cuenta con elemento de amortiguación.



Foto CE-11 : Deterioro de la superficie de rodadura.

D.2 PUENTE BOLIVAR



Foto B-01 : Ubicado en la avenida confraternidad internacional oeste



Foto B-02 : Servicio de la sub estructura y superestructura del puente.



Foto B-03 : Acceso restringido que no permite el desarrollo de programas de mantenimiento.



Foto B-04 : Socavación de la base de los estribos, se observa la falla de los dados de protección, margen izquierdo.

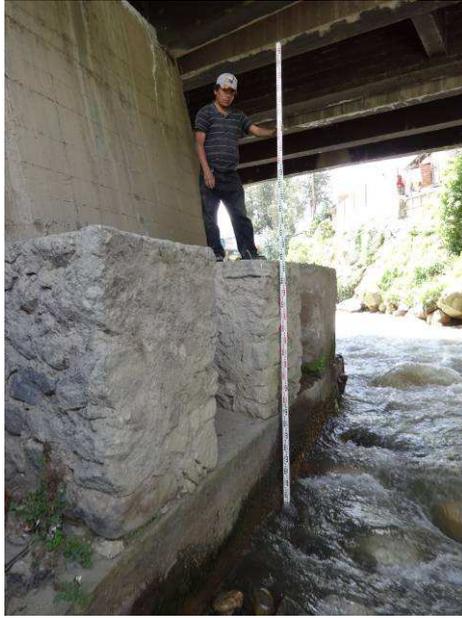


Foto B-05 : Acelerada socavación de la base de los estribos, margen derecho.



Foto B-06 : Superestructura principal compuesto por 03 unidades de puentes.



Foto B-07 : Todos los apoyos de viga principal sobre estribo, no cuenta con elemento de amortiguación.

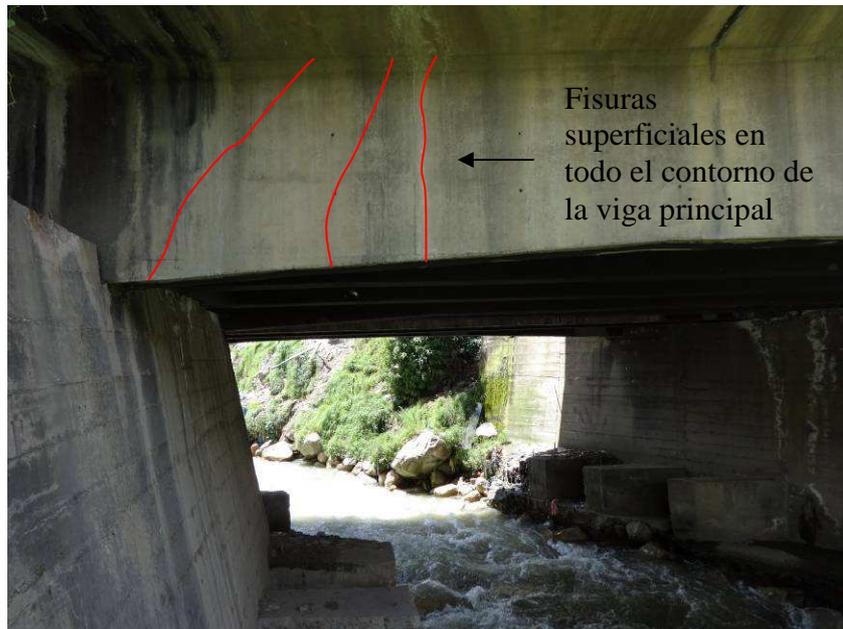


Foto B-08 : Fisuras de contorno en viga principal, posible causa por impacto entre superestructura y subestructura.



Foto B-09 : Desmoronamiento del concreto en viga principal del puente central.



Foto B-10 : Se observa que no existe amortiguamiento en la unión de puentes, central con el lado oeste.



Foto B-11 : Apoyo de transmisión de esfuerzo entre viga principal y estribo de puente.



Foto B-12 : Deterioro acelerado de la superestructura.



Foto B-13 : Se observa el desgaste del acero de refuerzo en la losa de superestructura.



Foto B-14 : Colapso de pavimento rígido que permite el acceso al puente.

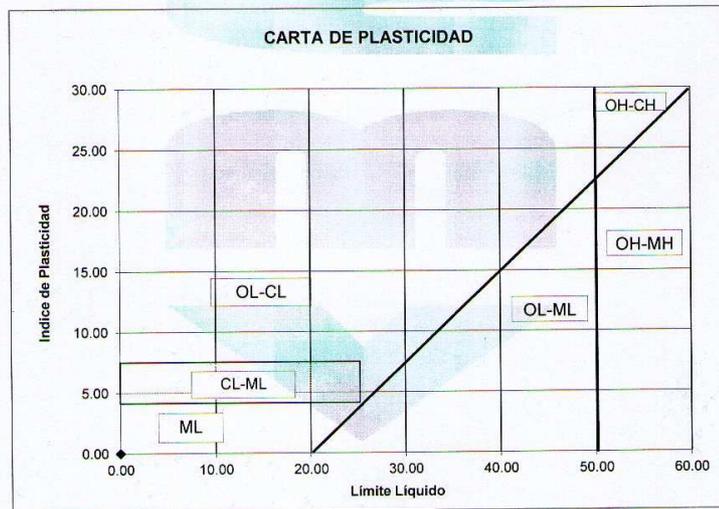


EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

UBICACIÓN DE PUNTOS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

PROYECTO : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay
SOLICITA : Ing. Marco Antonio Salazar Celestino Fecha : Abril 2014
LUGAR : Puente Confraternidad Internacional Este - Huaraz



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
Ing. Elio Alejandro Milia Vergara
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

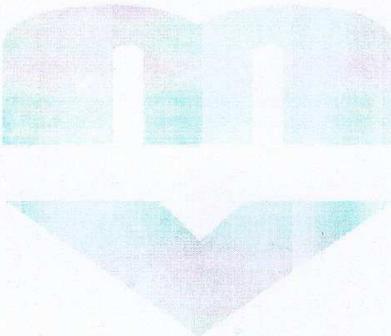
CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D-2216

Proyecto : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay
Solicita : Ing. Marco Antonio Salazar Celestino Fecha : Abril 2014
Lugar : Puente Confraternidad Internacional Este - Huaraz
Calicata : C-1 Muestra : mab-1 Profundidad:

DESCRIPCION	M - 1	M - 2
Peso Humedo + Recipiente	203.80	202.95
Peso Seco + Recipiente	197.14	195.34
Peso Recipiente	38.78	38.06
Peso Suelo Seco	158.36	157.28
Peso del Agua	6.66	7.61
Contenido de Humedad (%)	4.21	4.84

Humedad Promedio (%)	4.52
----------------------	------

* Muestreo e identificación realizada por el solicitante



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
Ing. *Elcio Alejandro Milla Vergara*
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



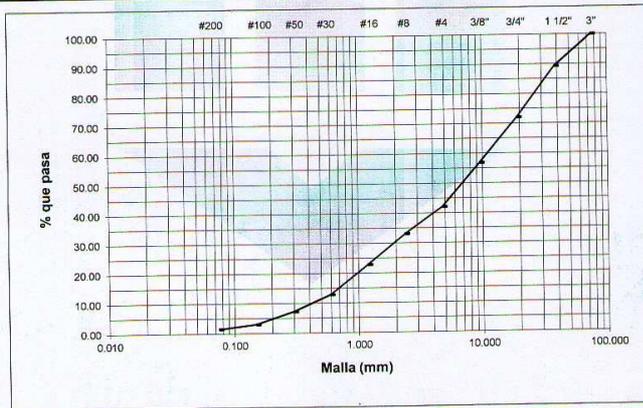
EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Proyecto : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sismica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Rio Quilicay
 Solicita : Ing. Marco Antonio Salazar Celestino Fecha : Abril 2014
 Lugar : Puente Confraternidad Internacional Este - Hu. Muestra : mab-1
 Calicata : C-1 Profundidad :
 Peso Inicial Seco (gr) = 4475.80 % que pasa Nº 200 = 1.47
 Peso Lavado y Seco (gr) = 4410.00 P. Retenido 3"(gr) = 0.00

MALLAS	ABERTURA(mm)	PESO RETENIDO(gr)	% ACUMULADO	
			Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	483.40	10.80	89.20
3/4"	19.050	765.00	27.89	72.11
3/8"	9.525	685.20	43.20	56.80
# 4	4.760	654.20	57.82	42.18
# 8	2.380	407.20	66.92	33.08
# 16	1.190	460.60	77.21	22.79
# 30	0.590	449.00	87.24	12.76
# 50	0.297	248.80	92.80	7.20
# 100	0.149	188.60	97.01	2.99
# 200	0.075	68.00	98.53	1.47



GRAVA (%) = 57.82
 ARENA (%) = 40.71
 FINOS (%) = 1.47

D60 (mm) = 11.517
 D30 (mm) = 2.023
 D10 (mm) = 0.444
 Coef. Unif. (Cu) = 25.91
 Coef. Conc. (Cc) = 0.80

* Muestreo e identificación realizada por el solicitante


 Ing. Alejandro Milla Vergara
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP Nº 42932

Laboratorio: Prolongación Caraz Nº 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
 Jr. Ramón Castilla Nº 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emviabyconst@hotmail.com



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

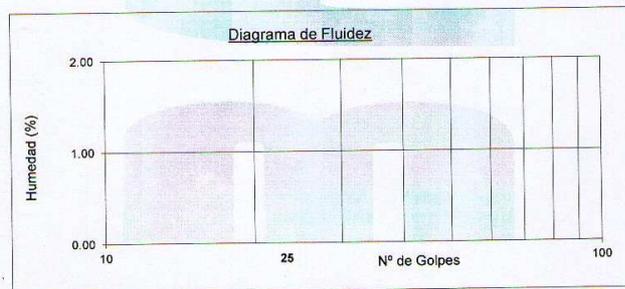
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D-4318

Proyecto :	Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quilicay		
Solicita :	Ing. Marco Antonio Salazar Celestino	Fecha :	Abril 2014
Lugar :	Puente Confraternidad Internacional Este - Huar	Muestra :	mab-1
Calicata :	C-1	Profundidad :	

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

N° de golpes			--		
P.Suelo Húmedo+Rec.					
P.Suelo Seco+Rec.					
Peso del Recipiente					
Peso Suelo Seco					
Peso del Agua					
C. de Humedad %					



DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

P.Suelo Húmedo+Rec.	--		
P.Suelo Seco+Rec.			
Peso del Recipiente			
Peso Suelo Seco			
Peso del Agua			
C. de Humedad %			

Limite Líquido = N.P.

Limite Plástico = N.P.

Indice Plasticidad = N.P.

* Muestreo e identificación realizada por el solicitante


 COLLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
 Ing. *Elita Alejandra Villa Vergara*
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
 Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D3080)

Proyecto	: Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto		
	: Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay		
Solicita	: Ing. Marco Antonio Salazar Celestino	Fecha	: Abril 2014
Lugar	: Puente Confraternidad Internacional Este - Huaraz		
Calicata	: C-1	Muestra	: mab-1
		Profundidad:	

Tipo de Dispositivo	:	Ancho:	6 cm
Tipo de muestra	: Remoldeada	Area	36 cm ²

		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h)	(cm)	2.00	1.98	2.00	1.98	2.00	1.95
Ancho (B)	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Peso Unitario húmedo (γ)	(gr/cm ³)	1.91	2.02	1.91	2.02	1.91	2.02
Humedad (w)	(%)	4.52	19.24	4.52	19.39	4.52	19.27
Peso Unitario seco (γ _d)	(gr/cm ³)	1.83	1.69	1.83	1.69	1.83	1.69
Esfuerzo Normal	(Kg/cm ²)	0.50		1.00		2.00	

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000
0.05	0.345	0.00958	0.05	0.873	0.02425	0.05	0.989	0.02747
0.10	3.348	0.09299	0.10	3.436	0.09545	0.10	5.074	0.14094
0.25	6.903	0.19176	0.25	9.643	0.26785	0.25	14.519	0.40330
0.50	11.256	0.31267	0.50	16.038	0.44550	0.50	23.041	0.64004
0.75	12.464	0.34621	0.75	18.446	0.51239	0.75	30.151	0.83752
1.00	12.859	0.35720	1.00	19.871	0.55197	1.00	34.129	0.94802
1.25	12.896	0.35823	1.25	20.675	0.57430	1.25	36.232	1.00644
1.50	13.122	0.36449	1.50	21.126	0.58682	1.50	37.319	1.03663
1.75	13.526	0.37573	1.75	21.273	0.59091	1.75	38.366	1.06573
2.00	13.677	0.37992	2.00	21.466	0.59628	2.00	38.594	1.07206
2.50	13.925	0.38682	2.50	22.048	0.61244	2.50	38.796	1.07768
3.00	14.196	0.39432	3.00	22.601	0.62780	3.00	39.092	1.08589
3.50	13.984	0.38844	3.50	23.040	0.64001	3.50	39.286	1.09129
4.00	13.984	0.38844	4.00	23.731	0.65921	4.00	39.572	1.09921
4.50	13.984	0.38844	4.50	23.481	0.65224	4.50	39.930	1.10918
5.00	13.984	0.38844	5.00	23.481	0.65224	5.00	39.615	1.10042
6.00	13.984	0.38844	6.00	23.481	0.65224	6.00	39.615	1.10042
7.00	13.984	0.38844	7.00	23.481	0.65224	7.00	39.615	1.10042
8.00	13.984	0.38844	8.00	23.481	0.65224	8.00	39.615	1.10042
9.00	13.984	0.38844	9.00	23.481	0.65224	9.00	39.615	1.10042
10.00	13.984	0.38844	10.00	23.481	0.65224	10.00	39.615	1.10042
11.00	13.984	0.38844	11.00	23.481	0.65224	11.00	39.615	1.10042
12.00	13.984	0.38844	12.00	23.481	0.65224	12.00	39.615	1.10042

* Muestreo e identificación realizada por el interesado


 Ing. Elio Alejandro Milla Vergara
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP Nº 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
 Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com

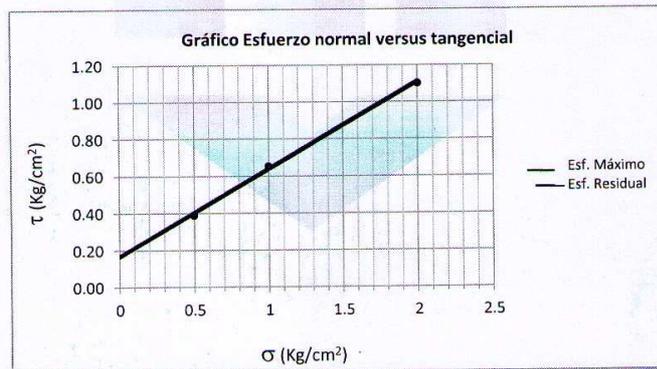
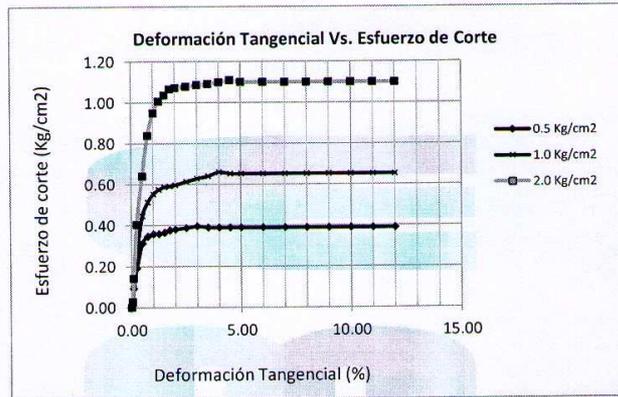


EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D3080)

Proyecto : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay
Solicita : Ing. Marco Antonio Salazar Celestino
Lugar : Puente Confraternidad Internacional Este - Huaraz Fecha : Abril 2014
Calicata : C-1 Muestra : mab-1 Profundidad:



Resistencia Máxima:

C = 0.17 Kg/cm²
φ (°) = 25.30 °

Resistencia Residual:

C = 0.16 Kg/cm²
φ (°) = 25.22 °

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
Ing. Elio Alejandro Milla Vergara
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

MEMORIA DE CALCULOS

Proyecto : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay
Solicitado : Ing. Marco Antonio Salazar Celestino
Lugar : Puente Confraternidad Internacional Este - Huaraz

Usando datos de Ensayo de Corte Directo

Características del Suelo

1 de 2

Estrato de Apoyo		Grava mal graduada con arena	GP
Angulo de Fricción Interna	:	25.3 Grados =	0.4417
Cohesión	:	0.17 Kg/cm ²	1.69 Ton/m ²
Peso Unit. del suelo encima de Df	:	$\gamma_1 =$	1.91 Ton/m ³
Peso Unit. del suelo debajo de Df	:	$\gamma_2 =$	1.91 Ton/m ³
Espesor del estrato	:	E =	5.00 m.
Profundidad de Nivel Freático	:	NF =	-- m.

Características de la Estructura

Carga de Servicio de la Estructura	:	$Q_{ser} =$	200.00 Ton
Carga Muerta + Carga Viva + Sismo	:	$Q_{mvs} =$	205.00 Ton

PARAMETROS DE SUELO

Relación	D/B	=	0.5 <=	5	iiiiiiOK!!!!!!
Esfuerzo Geostático efectivo	σ	=	11.460 Ton/m ²		

CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE

SEGÚN TERZAGHI (1943)

Considerar Falla por corte Local (S/N)?	=	S	
ϕ_{corr}	=	17.49 Grados	0.3053 Radianes
c'	=	0.11 Kg/cm ²	
ϕ^*	=	0.31 Radianes	
c^*	=	0.11 Kg/cm ²	1.13 Ton/m ²
Factores de capacidad de Carga			
$Kp\gamma$	=	23.2660	a = 2.00
N_c	=	15.02	
N_q	=	5.74	
N_γ	=	3.87	
Tipo de Cimentación :			
	Cuadrada =	1	
	Rectangular =	2	
	Corrida =	3	
Tipo de Cimentación	:	2	Rectangular
Profundidad de desplante Df	:	2	m. γ a nivel de desplante
q	=	3.82 Ton/m ²	1.91

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
Ing. Elio Alejandro Wills Vergara
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

Ancho B (m)	Largo L (m)	Sc	Sy	qult (Kg/cm ²)	q adm (Kg/cm ²)	2 de 2
3.00	6.00	1.30	1.30	5.84	1.95	
4.00	7.00	1.30	1.30	6.32	2.11	
5.00	8.00	1.30	1.30	6.80	2.27	

Factor de seguridad por corte FS = 3.00

Por tanto para las condiciones de carga, elegimos las siguientes características:

Ancho de cimentación	:	B' =	4.00 m.	
Longitud de cimentación	:	L' =	7.00 m.	
Profundidad de Desplante	:	Df =	2.00 m.	
Carga aplicada para corte	:	q _{apl-corte} =	0.71 Kg/cm ²	
Carga aplicada para asentamiento	:	q _{apl-asent} =	0.73 Kg/cm ²	7.32
Capacidad de carga por corte	:	6.32 Kg/cm ² =		0.62 Mpa
Y el Factor de Seguridad por Corte es de:		8.85		
Capacidad Admisible por corte =		2.11 Kg/cm² =		0.21 Mpa

ASENTAMIENTOS PROBABLES	
DATOS:	
Módulo de Poisson	$\mu = 0.2$
Módulo de elasticidad	$E_s = 5000 \text{ Tn/m}^2$
Factor de forma	$m (L/B) = 1.75 (1+m^2)^{0.5} = 2.015564437$
If (centro de la cimentación flexible)	= 1.450346
If (Esquina de la cimentación flexible)	= 0.725173
If (Centro de la cimentación rígida)	= 1.160276
Asentamiento Total probable	S_t = 0.82 cm
Asentamiento Diferencial probable	S_d = 0.62 cm
Asentamiento admisible	d = 2.50 cm
Factor de corrección	k = 3.05
La capacidad admisible por asentamiento es:	
q_{adm x asent} =	2.23 Kg/cm² = 0.22 Mpa
PRESIÓN ADMISIBLE DE DISEÑO	
q _{adm}	= 2.11 kg/cm ² = 0.21 Mpa
δ _{Total}	= 0.82 cm
δ _{Diferencial}	= 0.62 cm

* Parámetros y valores válidos solamente para las condiciones descritas.


Ing. Elio Alejandro Mila Vergara
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP N° 49832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
 Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com

E.2 PUENTE BOLIVAR



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS

LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS

OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

HOJA RESUMEN - ENSAYOS ESTANDAR

PROYECTO : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay
 SOLICITA : Ing. Marco Antonio Salazar Celestino Fecha : Abril 2014
 LUGAR : Puente Bolivar - Huaraz

POZO N°		C-2			
MUESTRA		mab-1			
PROFUNDIDAD					
Porcentaje de material que pasa la malla de porción de material < 3"	3"	100.00			
	1 1/2"	95.45			
	3/4"	84.77			
	3/8"	77.91			
	# 4	71.49			
	# 8	65.66			
	# 16	58.82			
	# 30	52.00			
	# 50	45.99			
	# 100	37.49			
# 200	33.17				
Coef. de Uniformidad Cu		--			
Coef. de Curvatura Cc		--			
Porcentaje de Material	Grava	28.51			
	Arena	38.32			
	Finos	33.17			
Mitad de Fracción Gruesa		33.42			
Límites de	L.L.	24.41			
	L.P.	18.61			
Consistencia	I.P.	5.80			
Humedad Natural (%)		12.57			
Clasificación SUCS		SC-SM			
Descripción		Arena limo arcillosa con grava			

* Muestreo e identificación realizada por el interesado

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU

 Ing. Alejandro Milla Vergara
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
 Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com

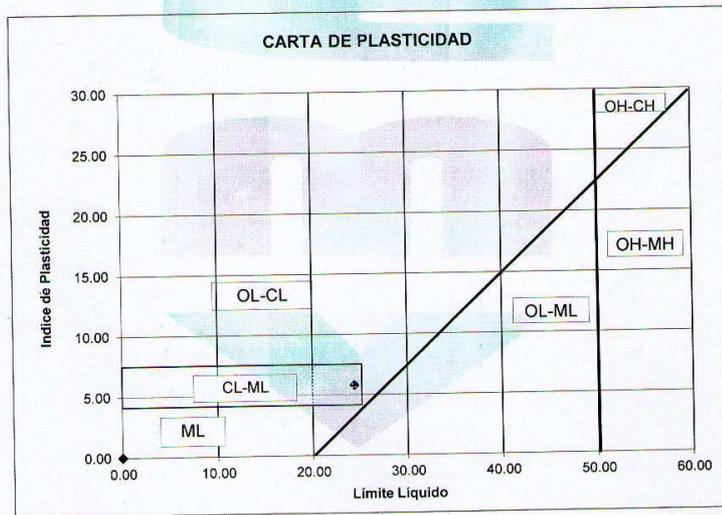


EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

UBICACIÓN DE PUNTOS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

PROYECTO : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay
SOLICITA : Ing. Marco Antonio Salazar Celestino Fecha : Abril 2014
LUGAR : Puente Bolívar - Huaraz



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
Ing. *Alfonso Milla Vergara*
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D-2216

Proyecto : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay
Solicita: Ing. Marco Antonio Salazar Celestino Fecha : Abril 2014
Lugar : Puente Bolívar - Huaraz
Calicata : C-2 Muestra : mab-1 Profundidad:

DESCRIPCION	M - 1	M - 2
Peso Humedo + Recipiente	180.72	177.12
Peso Seco + Recipiente	165.47	161.04
Peso Recipiente	38.29	38.66
Peso Suelo Seco	127.18	122.38
Peso del Agua	15.25	16.08
Contenido de Humedad (%)	11.99	13.14

Humedad Promedio (%)	12.57
----------------------	-------

* Muestreo e identificación realizada por el solicitante

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU

Ing. Elio Alejandro Milla Vergara
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



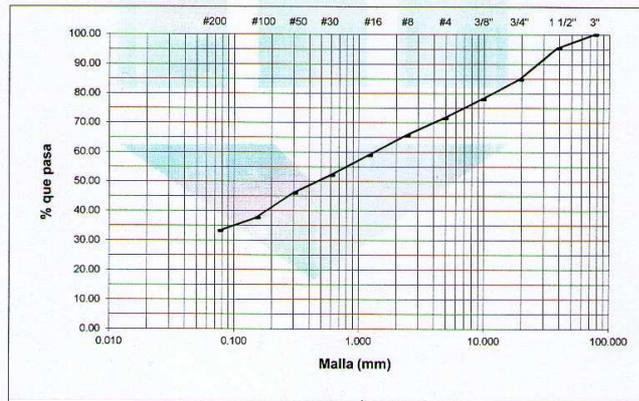
EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

Proyecto :	Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay		
Solicita :	Ing. Marco Antonio Salazar Celestino	Fecha :	Abril 2014
Lugar :	Puente Bolívar - Huaraz	Muestra :	mab-1
Calicata :	C-2	Profundidad :	
Peso Inicial Seco (gr)	= 3476.20	% que pasa N° 200 =	33.17
Peso Lavado y Seco (gr)	= 2323.30	P. Retenido 3"(gr) =	0.00

MALLAS	ABERTURA(mm)	PESO RETENIDO(gr)	% ACUMULADO	
			Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	158.20	4.55	95.45
3/4"	19.050	371.30	15.23	84.77
3/8"	9.525	238.40	22.09	77.91
# 4	4.760	223.20	28.51	71.49
# 8	2.380	202.70	34.34	65.66
# 16	1.190	237.60	41.18	58.82
# 30	0.590	237.10	48.00	52.00
# 50	0.297	209.10	54.01	45.99
# 100	0.149	295.30	62.51	37.49
# 200	0.075	150.40	66.83	33.17



GRAVA (%)	28.51	D60 (mm) =	1.395
ARENA (%)	38.32	D30 (mm) =	0.000
FINOS (%)	33.17	D10 (mm) =	0.000
		Coef. Unif. (Cu) =	--
		Coef. Conc. (Cc) =	--

* Muestreo e identificación realizada por el solicitante


 Ing. Elio Alejandro Milla Vergara
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
 Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com

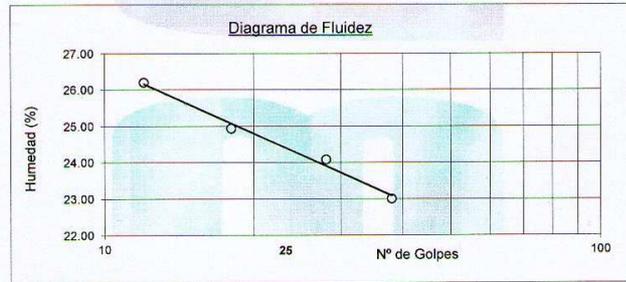


LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D-4318

Proyecto :	Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quilicay		
Solicita :	Ing. Marco Antonio Salazar Celestino	Fecha :	Abril 2014
Lugar :	Puente Bolívar - Huaraz	Muestra :	mab-1
Calicata :	C-2	Profundidad :	

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

N° de golpes	12	18	28	38
P. Suelo Húmedo+Rec.	31.36	31.00	28.42	31.01
P. Suelo Seco+Rec.	26.55	26.38	24.37	26.63
Peso del Recipiente	8.19	7.85	7.55	7.59
Peso Suelo Seco	18.36	18.53	16.82	19.04
Peso del Agua	4.81	4.62	4.05	4.38
C. de Humedad %	26.20	24.93	24.08	23.00



DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

P. Suelo Húmedo+Rec.	31.72	31.08	32.42
P. Suelo Seco+Rec.	31.31	30.65	31.95
Peso del Recipiente	29.10	28.34	29.43
Peso Suelo Seco	2.21	2.31	2.52
Peso del Agua	0.41	0.43	0.47
C. de Humedad %	18.55	18.61	18.65

Limite Líquido = **24.41**

Limite Plástico = **18.61**

Indice Plasticidad = **5.80**

* Muestreo e identificación realizada por el solicitante

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
 Ing. Elio Alejandro Mila Vergara
 INGENIERO CIVIL
 R.E.S. 2187 Nº 42622



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D3080)

Proyecto	: Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto		
	: Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quilicay		
Solicita	: Ing. Marco Antonio Salazar Celestino	Fecha	: Abril 2014
Lugar	: Puente Bolívar - Huaraz		
Calicata	: C-2	Muestra	: mab-1
		Profundidad:	

Tipo de Dispositivo	:	Ancho:	6 cm
Tipo de muestra	: Remoldeada	Area	36 cm ²

		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h)	(cm)	2.00	1.98	2.00	1.98	2.00	1.95
Ancho (B)	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Peso Unitario húmedo (γ)	(gr/cm ³)	1.91	2.02	1.91	2.02	1.91	2.02
Humedad (w)	(%)	12.57	19.32	12.57	18.54	12.57	17.33
Peso Unitario seco (γ _d)	(gr/cm ³)	1.70	1.69	1.70	1.70	1.70	1.72
Esfuerzo Normal	(Kg/cm ²)	0.50		1.00		2.00	

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)	Deformac. tangencial (%)	Lectura fuerza de corte (Kg)	Esfuerzo de corte (Kg/cm ²)
0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000	0.00	0.000	0.00000
0.05	0.166	0.00460	0.05	0.357	0.00990	0.05	0.493	0.01370
0.10	0.989	0.02747	0.10	1.714	0.04760	0.10	3.495	0.09708
0.25	2.500	0.06945	0.25	5.582	0.15506	0.25	11.647	0.32353
0.50	4.816	0.13378	0.50	8.384	0.23288	0.50	19.657	0.54603
0.75	6.944	0.19288	0.75	10.094	0.28038	0.75	23.781	0.66058
1.00	8.333	0.23147	1.00	11.460	0.31833	1.00	26.310	0.73083
1.25	9.189	0.25524	1.25	12.578	0.34938	1.25	28.223	0.78398
1.50	9.973	0.27702	1.50	13.364	0.37123	1.50	29.592	0.82199
1.75	10.558	0.29328	1.75	14.163	0.39343	1.75	30.705	0.85292
2.00	11.078	0.30772	2.00	14.778	0.41049	2.00	31.878	0.88550
2.50	12.096	0.33599	2.50	16.089	0.44690	2.50	33.771	0.93808
3.00	12.757	0.35436	3.00	17.191	0.47754	3.00	35.122	0.97562
3.50	13.007	0.36129	3.50	18.095	0.50265	3.50	36.279	1.00775
4.00	13.278	0.36883	4.00	18.613	0.51702	4.00	37.038	1.02883
4.50	13.526	0.37573	4.50	18.934	0.52593	4.50	37.720	1.04778
5.00	13.682	0.38004	5.00	19.104	0.53066	5.00	38.139	1.05941
6.00	13.952	0.38755	6.00	19.460	0.54056	6.00	39.373	1.09368
7.00	14.249	0.39579	7.00	20.102	0.55839	7.00	39.968	1.11023
8.00	14.382	0.39950	8.00	20.698	0.57494	8.00	40.211	1.11697
9.00	14.567	0.40464	9.00	20.968	0.58244	9.00	40.473	1.12425
10.00	14.387	0.39963	10.00	21.293	0.59148	10.00	40.512	1.12534
11.00	14.387	0.39963	11.00	21.590	0.59973	11.00	40.717	1.13103
12.00	14.387	0.39963	12.00	21.845	0.60682	12.00	40.843	1.13454

* Muestreo e identificación realizada por el interesado


 Ing. Elio Alejandro Milla Vergara
 INGENIERO CIVIL
 REG. GIP N° 42932

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
 Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com

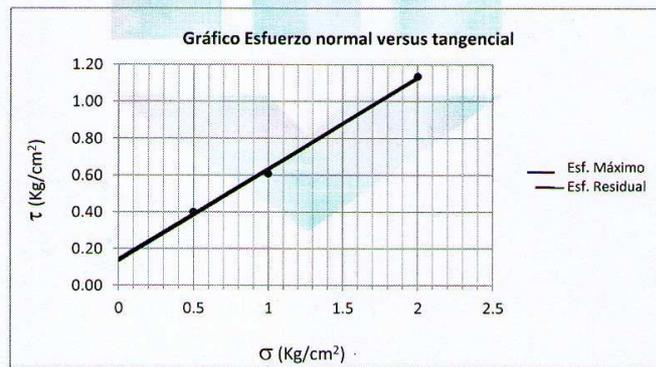
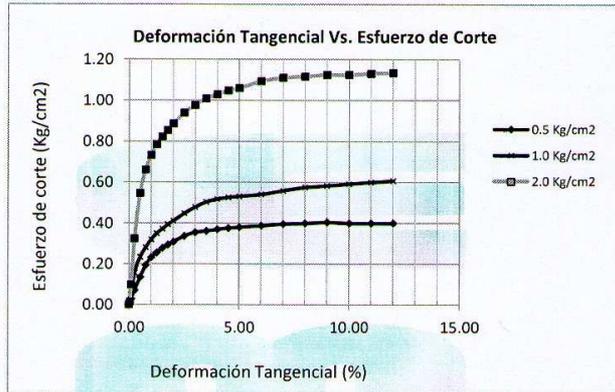


EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D3080)

Proyecto	: Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay		
Solicita	: Ing. Marco Antonio Salazar Celestino		
Lugar	: Puente Bolívar - Huaraz	Fecha	: Abril 2014
Calicata	: C-2	Muestra	: mab-1
		Profundidad	:



Resistencia Máxima:

C	=	0.14 Kg/cm ²
φ (°)	=	26.22 °

Resistencia Residual:

C	=	0.14 Kg/cm ²
φ (°)	=	26.35 °

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
Ing. Elio Alejandro Milla Vergara
INGENIERO CIVIL
REG. GIP N° 48932

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

MEMORIA DE CALCULOS

Proyecto : Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes de Concreto Armado en la Zona Urbana de la Localidad de Huaraz - Sub Cuenca Río Quillcay
Solicitado : Ing. Marco Antonio Salazar Celestino
Lugar : Puente Bolívar - Huaraz

Usando datos de Ensayo de Corte Directo

Características del Suelo

1 de 2

Estrato de Apoyo : Arena limo arcillosa con grava **SC-SM**
Angulo de Fricción Interna : 26.2 Grados = 0.4576
Cohesión : 0.14 Kg/cm² 1.41 Ton/m²
Peso Unit. del suelo encima de Df : $\gamma_1 = 1.91$ Ton/m³
Peso Unit. del suelo debajo de Df : $\gamma_2 = 1.91$ Ton/m³
Espesor del estrato : E = 5.00 m.
Profundidad de Nivel Freático : NF = -- m.

Características de la Estructura

Carga de Servicio de la Estructura : $Q_{ser} = 200.00$ Ton
Carga Muerta + Carga Viva + Sismo : $Q_{mvs} = 205.00$ Ton

PARAMETROS DE SUELO

Relación D/B = 0.5 <= 5 |||||OK!!!!!!!
Esfuerzo Geostático efectivo $\sigma = 11.460$ Ton/m²

CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE

SEGÚN TERZAGHI (1943)

Considerar Falla por corte Local (S/N)? = **S**
 $\phi_{corr} = 18.18$ Grados 0.3172 Radianes
 $c' = 0.09$ Kg/cm²
 $\phi^i = 0.32$ Radianes
 $c^i = 0.09$ Kg/cm² 0.94 Ton/m²
Factores de capacidad de Carga
 $K_{\gamma} = 24.1596$ a = 2.06
 $N_c = 15.69$
 $N_q = 6.15$
 $N_{\gamma} = 4.23$
Tipo de Cimentación : Cuadrada = 1
Rectangular = 2
Corrida = 3
Tipo de Cimentación : 2 **Rectangular**
Profundidad de desplante Df: 2 m. γ a nivel de desplante 1.91
q = 3.82 Ton/m²

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
Ing. **Eliz Alejandro Milla Vergara**
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com



EMV LABORATORIOS Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYO DE MATERIALES, CONCRETO Y PAVIMENTOS
LABORATORIO QUÍMICO DE SUELOS Y AGUAS
OBRAS Y PROYECTOS DE INGENIERÍA

Ancho B (m)	Largo L (m)	Sc	Sy	quit (Kg/cm ²)	q adm (Kg/cm ²)
3.00	6.00	1.30	1.30	5.84	1.95
4.00	7.00	1.30	1.30	6.37	2.12
5.00	8.00	1.30	1.30	6.89	2.30

2 de 2

Factor de seguridad por corte FS = 3.00

Por tanto para las condiciones de carga, elegimos las siguientes características:

Ancho de cimentación	:	B' =	4.00 m.	
Longitud de cimentación	:	L' =	7.00 m.	
Profundidad de Desplante	:	Df =	2.00 m.	
Carga aplicada para corte	:	q _{apl-corte} =	0.71 Kg/cm ²	
Carga aplicada para asentamiento	:	q _{apl-asent} =	0.73 Kg/cm ²	7.32
Capacidad de carga por corte	:	6.37 Kg/cm ² =		0.62 Mpa
Y el Factor de Seguridad por Corte es de:		8.91		
Capacidad Admisible por corte =		2.12 Kg/cm² =		0.21 Mpa

ASENTAMIENTOS PROBABLES

DATOS:

Módulo de Poisson	μ =	0.2
Módulo de elasticidad	Es =	5000 Tn/m ²
Factor de forma	m (L/B) =	1.75 (1+m' ²) ^{0.5} 2.015564437
If (centro de la cimentación flexible)	=	1.450346
If (Esquina de la cimentación flexible)	=	0.725173
If (Centro de la cimentación rígida)	=	1.160276

Asentamiento Total probable	Si =	0.82 cm
Asentamiento admisible	d	2.50 cm
Factor de corrección	k	3.05

La capacidad admisible por asentamiento es:

$$q_{adm \times asent} = 2.23 \text{ Kg/cm}^2 = 0.22 \text{ Mpa}$$

PRESION ADMISIBLE DE DISEÑO

q _{adm}	=	2.12 kg/cm ² =	0.21 Mpa
δ _{Total}	=	0.82 cm	

* Parámetros y valores válidos solamente para las condiciones descritas.

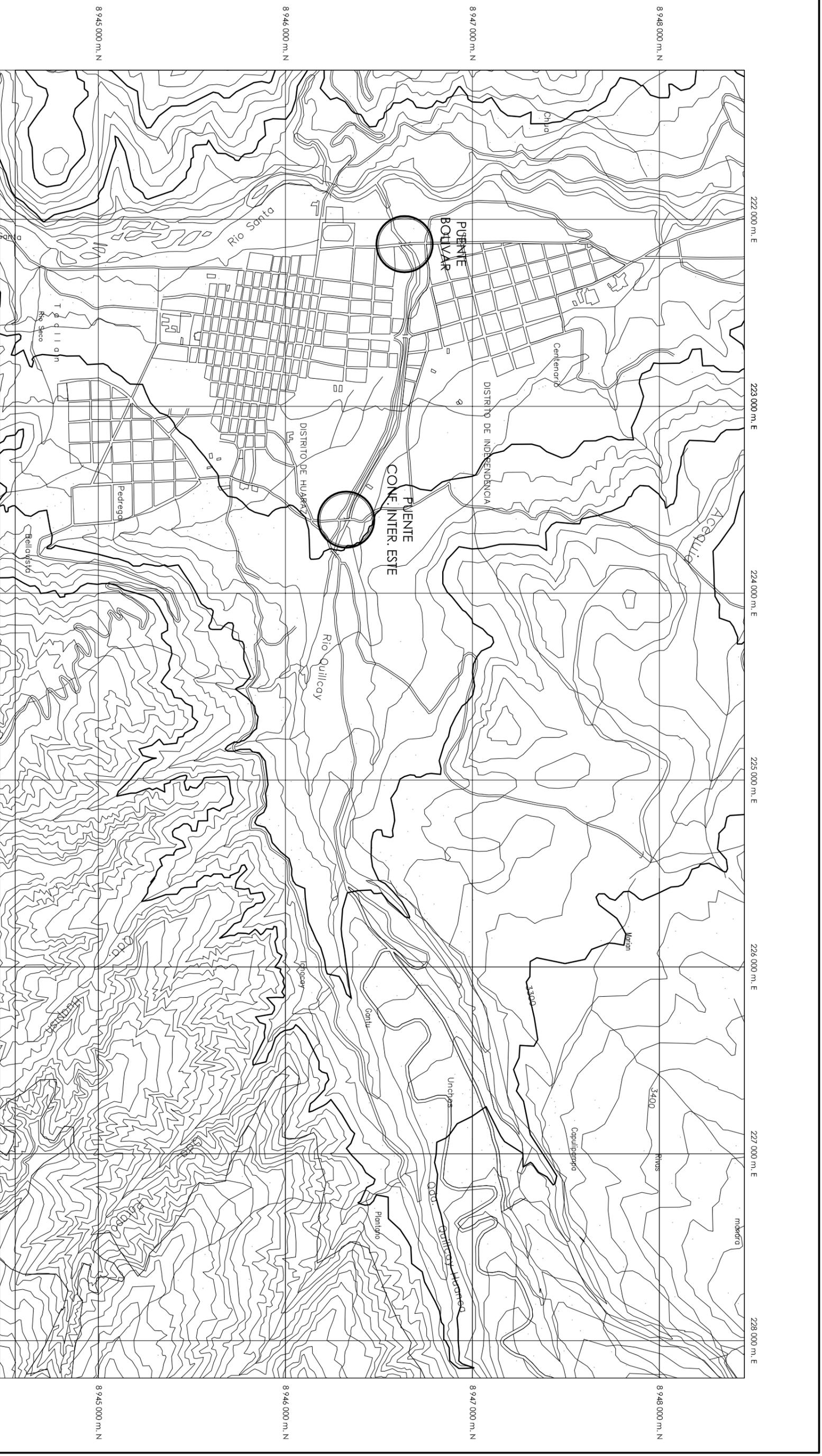
COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU

 Ing. Elio Alejandro Milla Vergara
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP N° 42832

Laboratorio: Prolongación Caraz N° 1019 - Huaraz - Teléfono: (043) 423668 Celular 944-931236 RPM *669950
 Jr. Ramón Castilla N° 939 - Huaraz - Telefax (043) 422315 Celular 944-931238 RPM *669956 Email: emvlabyconst@hotmail.com

F. LISTA DE PLANOS

	Lámina
Plano N° 01 : Ubicación	U-1
Plano N° 02 : Topografía	T-1
Plano N° 03 : Puente confraternidad este, planta	PE-1
Plano N° 04 : Puente confraternidad este, sección transversal	PE-2
Plano N° 05 : Puente confraternidad este, sección longitudinal	PE-3
Plano N° 06 : Puente confraternidad este, detalle de sus componentes	PE-4
Plano N° 07 : Puente Bolívar, sección planta	PB-1
Plano N° 08 : Puente Bolívar, sección transversal	PB-2
Plano N° 09 : Puente Bolívar, sección longitudinal P-01	PB-3
Plano N° 10 : Puente Bolívar, sección longitudinal P-02	PB-4
Plano N° 11 : Puente Bolívar, sección longitudinal P-03	PB-5



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO
ESCUELA DE POSTGRADO
Maestría en Ciencias e Ingeniería
Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :

"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUACAPISTÁN - SUB CUENCA DEL RÍO QUILLCAY"

Plano :

UBICACIÓN

Detalle :

LOCALIZACIÓN

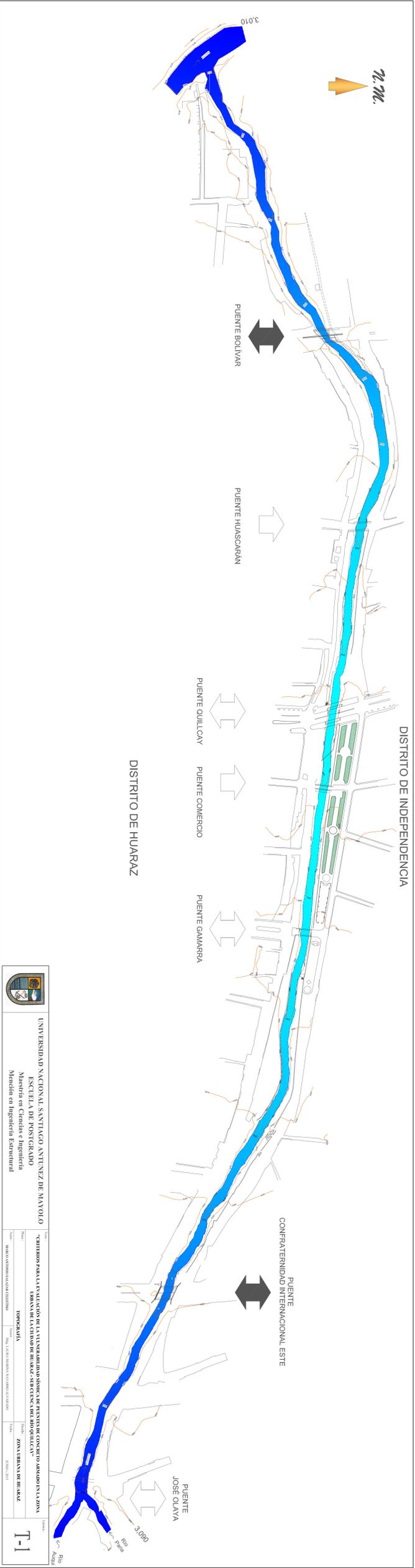
Lámina :

U-1

Autor : MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

Asesor : Mág. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Fecha : JUNIO - 2015



UNIVERSIDAD NACIONAL ANTIOQUEÑA
 ESCUELA DE POSTGRADO
 Maestría en Ciencias e Ingeniería
 Mención en Ingeniería Estructural

CONTRIBUCIÓN PARA LA REALIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN DE GRADO DE MAESTRÍA EN CIENCIAS E INGENIERÍA ESTRUCTURAL EN EL DISTRITO DE HUÁNUCO, PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAESTRO EN CIENCIAS E INGENIERÍA ESTRUCTURAL
 TÍTULO: "CORRIENTE PARA LA REALIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN DE GRADO DE MAESTRÍA EN CIENCIAS E INGENIERÍA ESTRUCTURAL EN EL DISTRITO DE HUÁNUCO, PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAESTRO EN CIENCIAS E INGENIERÍA ESTRUCTURAL"
 AUTOR: ZOLA IBARRA BERRAZ
 TUTOR: DR. JUAN CARLOS VILLALBA
 FECHA: 2023

T-1



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO

ESCUELA DE POSTGRADO

Maestría en Ciencias e Ingeniería

Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :

"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILLCAY"

Lamina :

PE-1

Plano :

PUENTE CONFRA-TERNERIA INTERNACIONAL ESTE

Detalle :

PLANTA

Autor :

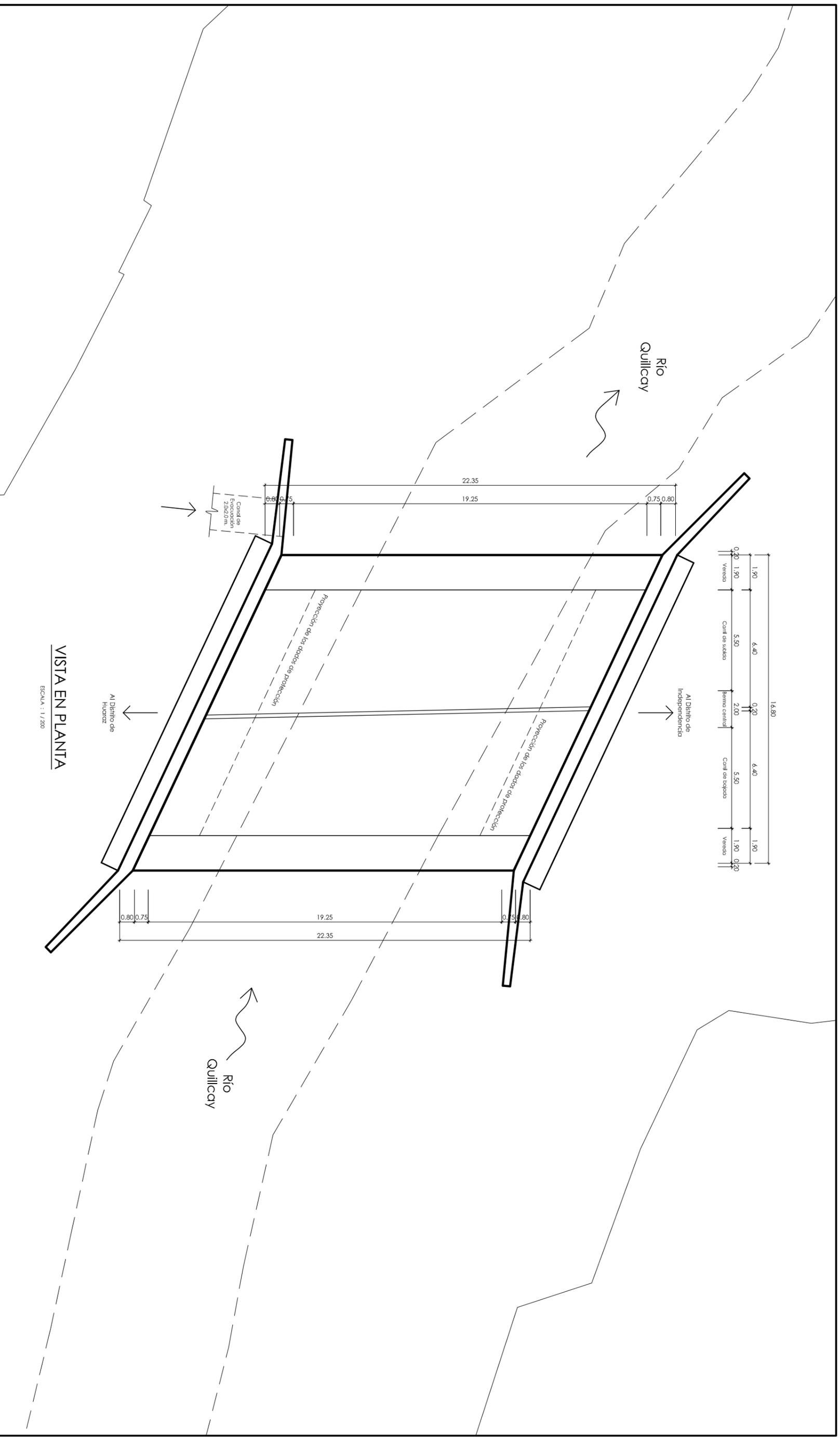
MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

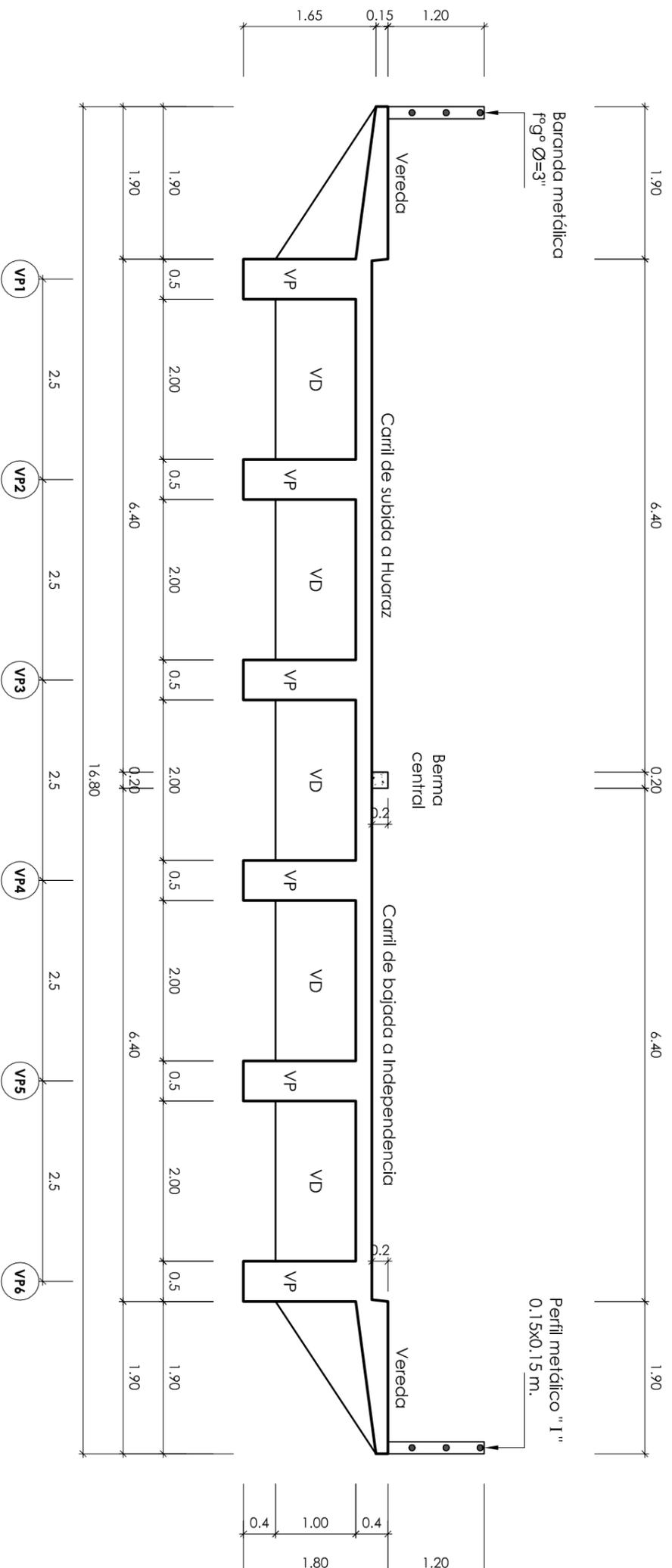
Asesor :

Mg. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Fecha :

JUNIO - 2015





CORTE TRANSVERSAL

ESCALA : 1 / 75

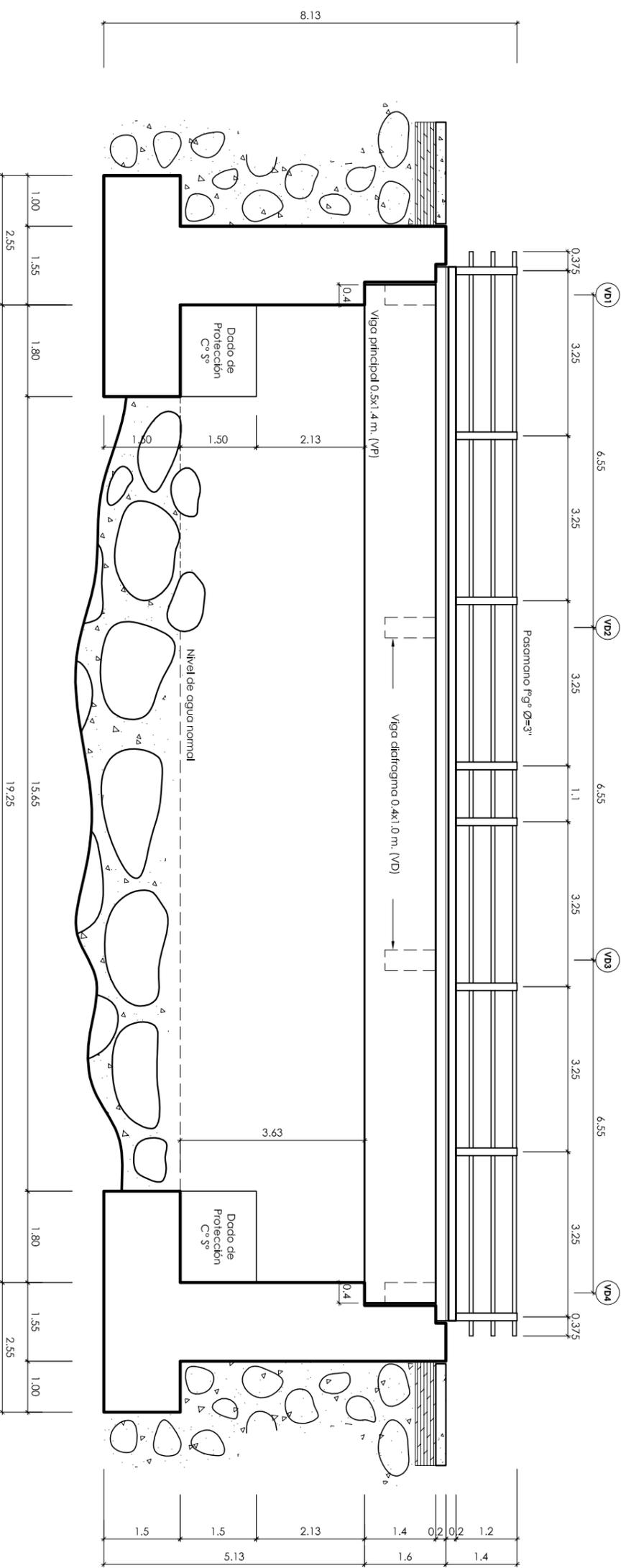


UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO
ESCUELA DE POSTGRADO
Maestría en Ciencias e Ingeniería
Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :		"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILICAY"	
Plano :		PUENTE CONFRA-TERNERIDAD INTERNACIONAL ESTE	
Autor :	Asesor :	Fecha :	
MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO	Mg. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO	JUNIO - 2015	

Lámina :

PE-2



CORTE LONGITUDINAL
 ESCALA: 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO
ESCUELA DE POSTGRADO
 Maestría en Ciencias e Ingeniería
 Mención en Ingeniería Estructural

Tesis:	"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILICAY"		
Plano:	PUENTE CONFRA-TERNERIA INTERNACIONAL ESTE		
Autor:	MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO	Asesor:	Mg. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO
Detalle:	SECCIÓN LONGITUDINAL		
Fecha:	JUNIO - 2015		

Lámina:

PE-3



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO

ESCUELA DE POSTGRADO

Maestría en Ciencias e Ingeniería

Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :

"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILLICAY"

Plano : PUENTE CONFRA-TERNERIA INTERNACIONAL ESTE

Detalle : DETALLE DE SUS COMPONENTES

Autor :

MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

Asesor :

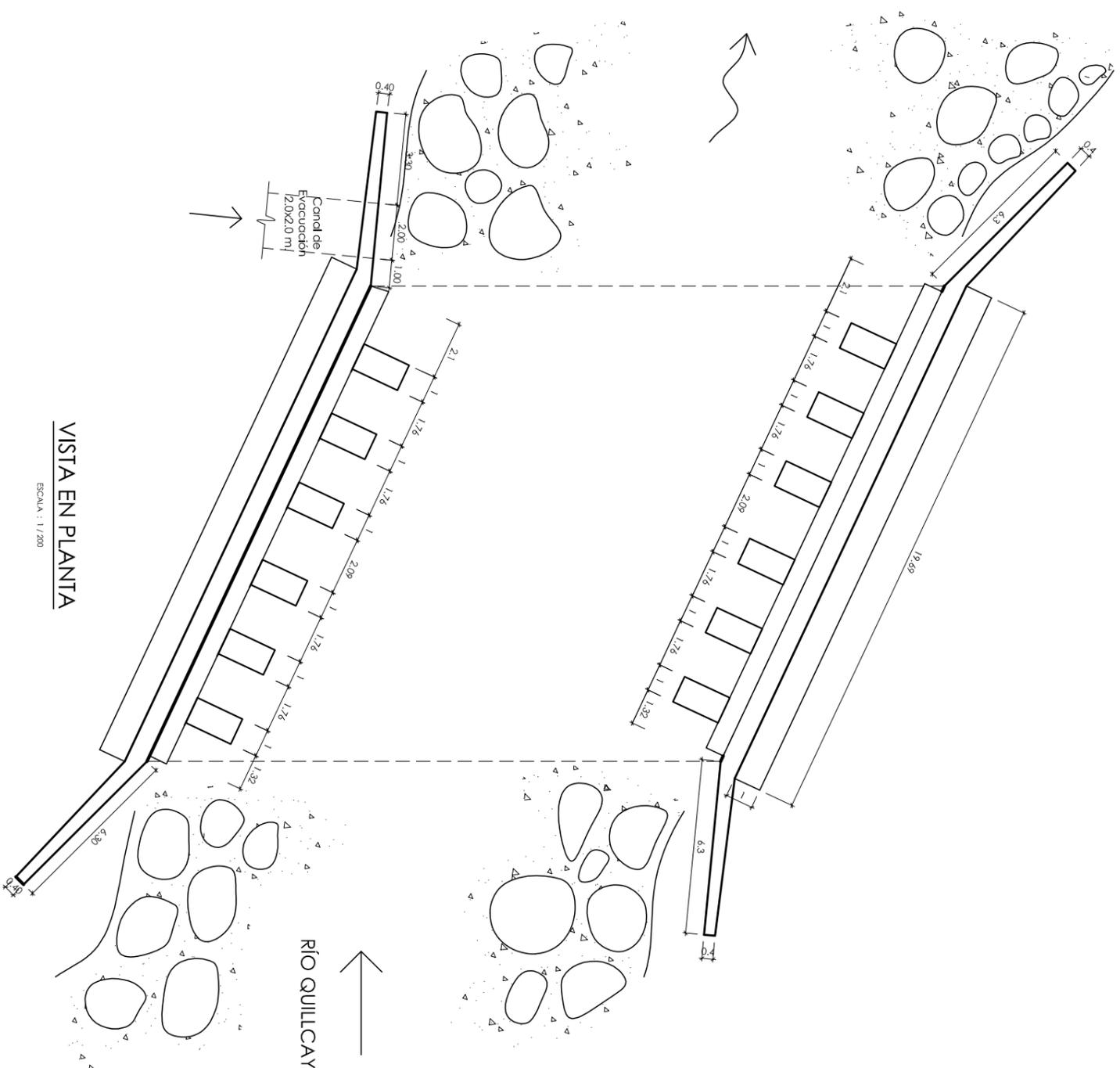
Méjg. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Fecha :

JUNIO - 2015

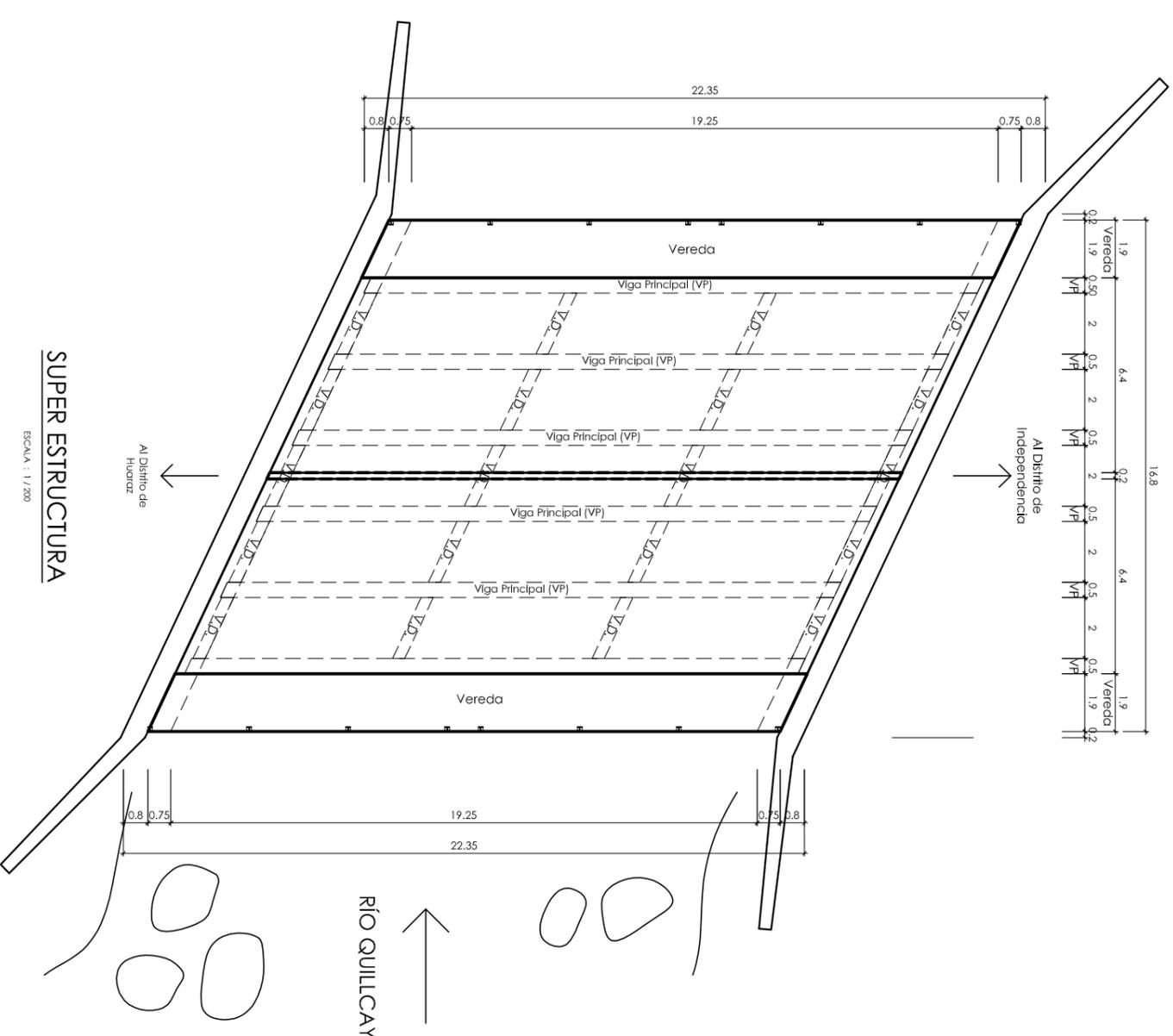
Lámina :

PE-4



VISTA EN PLANITA

ESCALA : 1/1200



SUPER ESTRUCTURA

ESCALA : 1/1200



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO

ESCUELA DE POSTGRADO

Maestría en Ciencias e Ingeniería

Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :

"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILLCAY"

Lamina :

PB-1

Plano :

PUENTE BOLIVAR

Detalle :

PLANTA

Autor :

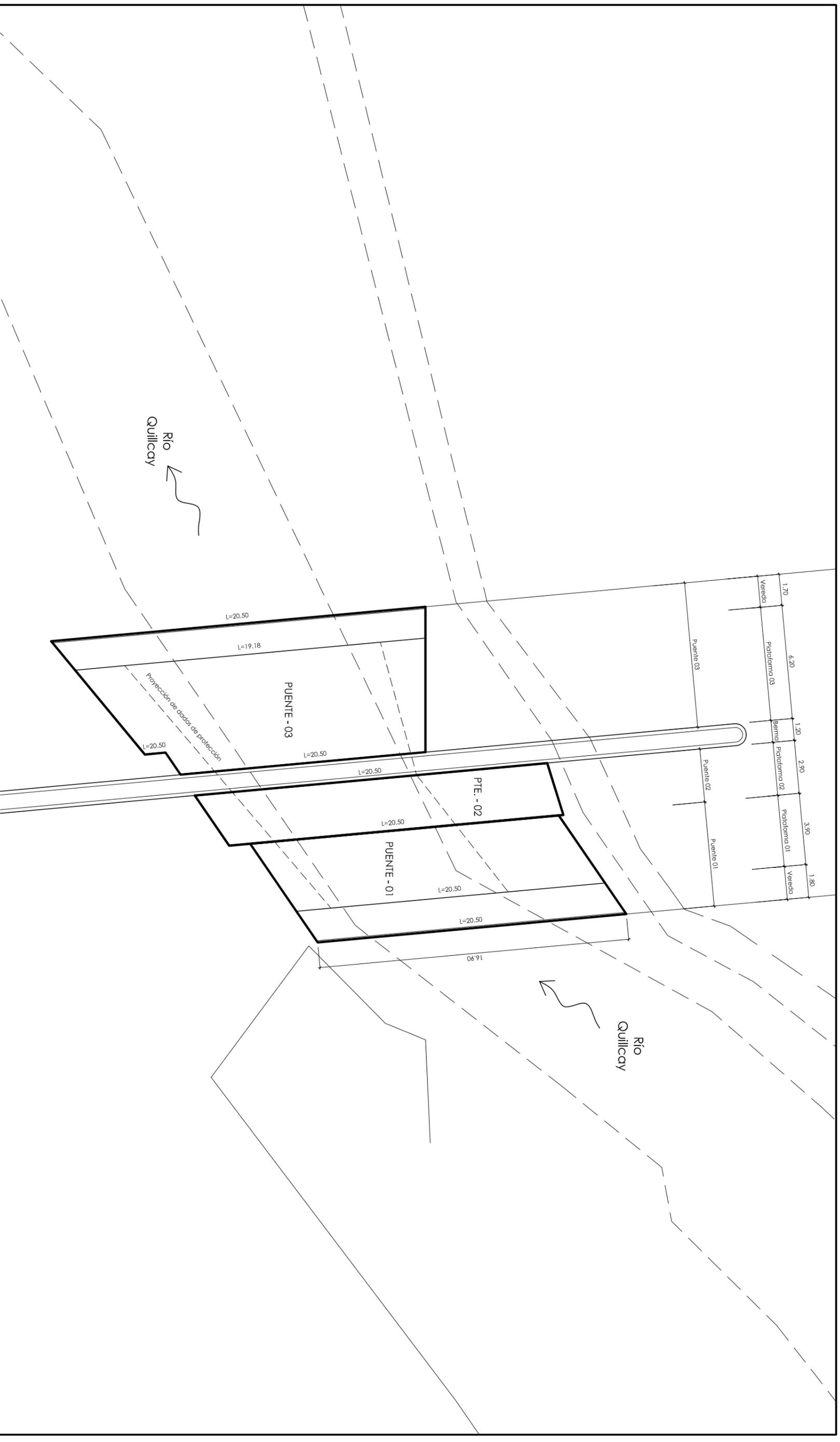
MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

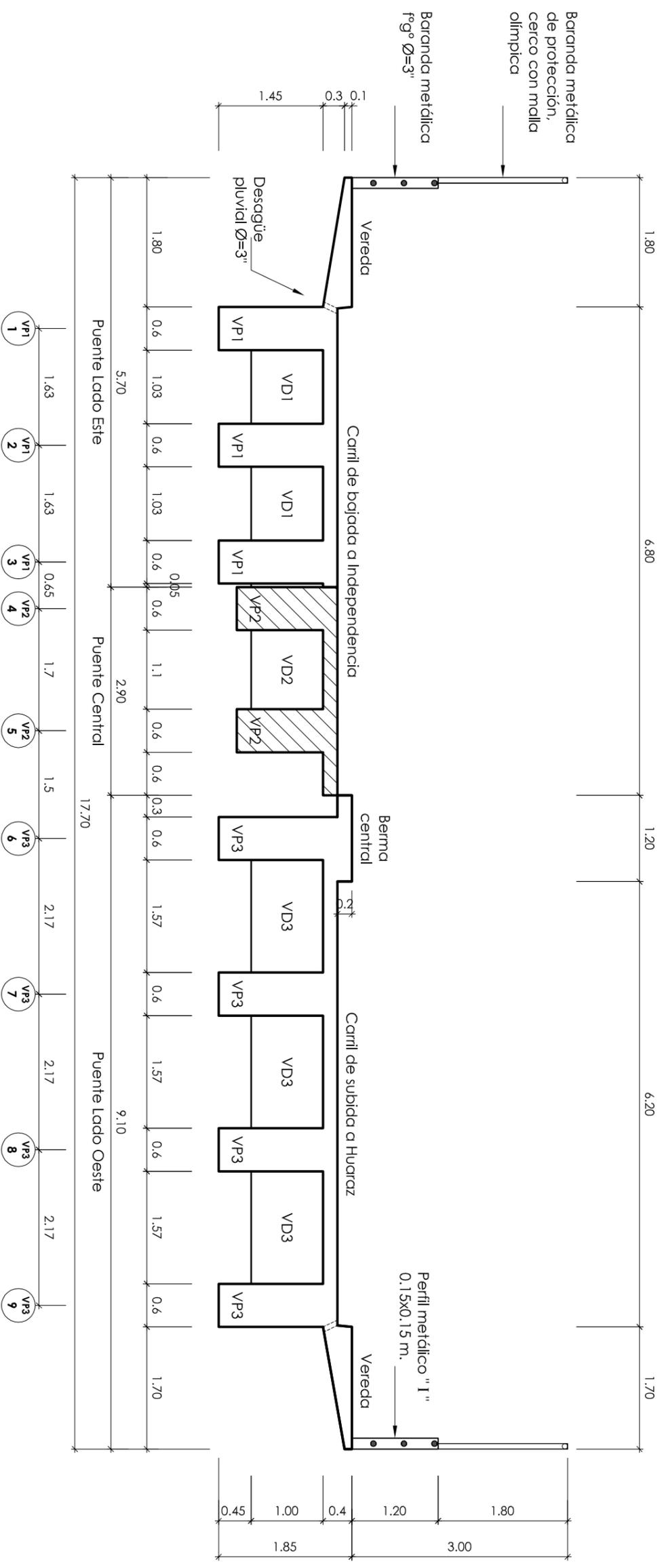
Asesor :

Méj. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Fecha :

JUNIO - 2015





CORTE TRANSVERSAL

ESCALA : 1/75



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO

ESCUELA DE POSTGRADO

Maestría en Ciencias e Ingeniería

Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :

"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILICAY"

PUNTE BOLIVAR

SECCIÓN TRANSVERSAL

Lámina :

PB-2

Plano :

Autor : MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

Asesor : Mág. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Fecha :

JUNIO - 2015



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO

ESCUELA DE POSTGRADO

Maestría en Ciencias e Ingeniería

Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :

"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILICAY"

Plano :

PUENTE BOLIVAR

Detalle : SECCIÓN LONGITUDINAL, P-01

Autor :

MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

Asesor :

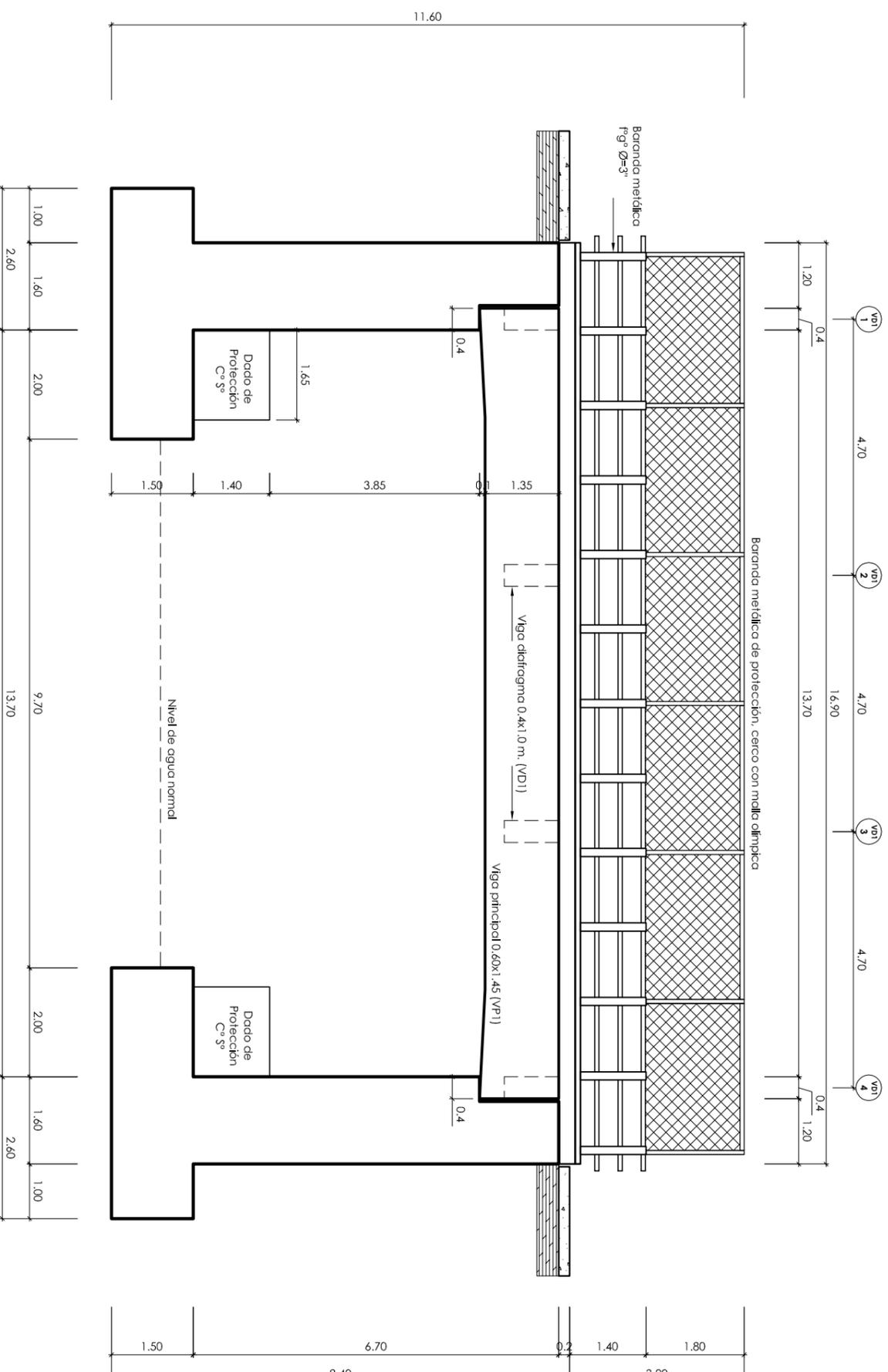
Méjg. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Fecha :

JUNIO - 2015

Lámina :

PB-3



CORTE LONGITUDINAL - PUENTE LADO ESTE

ESCALA : 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO

ESCUELA DE POSTGRADO

Maestría en Ciencias e Ingeniería

Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :

"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILICAY"

Lámina :

PB-4

Plano :

PUENTE BOLIVAR

SECCIÓN LONGITUDINAL, P-02

Autor :

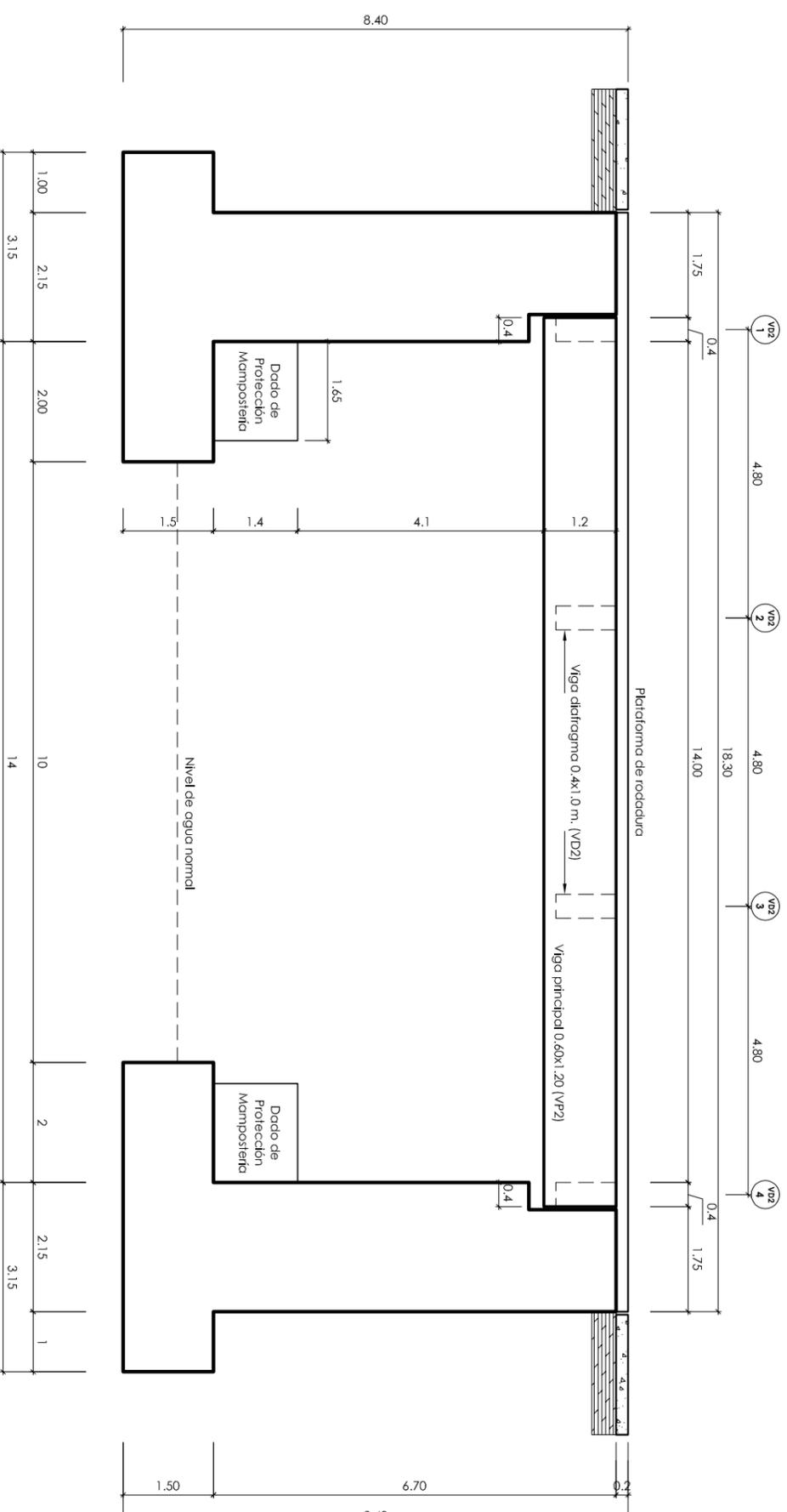
MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

Asesor :

Méjg. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Fecha :

JUNIO - 2015



CORTE LONGITUDINAL - PUENTE CENTRAL

ESCALA : 1 / 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO

ESCUELA DE POSTGRADO

Maestría en Ciencias e Ingeniería

Mención en Ingeniería Estructural

Tesis :

"CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE HUARAZ - SUB CUENCA DEL RÍO QUILICAY"

Lámina :

PB-5

Plano :

PUENTE BOLIVAR

SECCIÓN LONGITUDINAL, P-03

Autor :

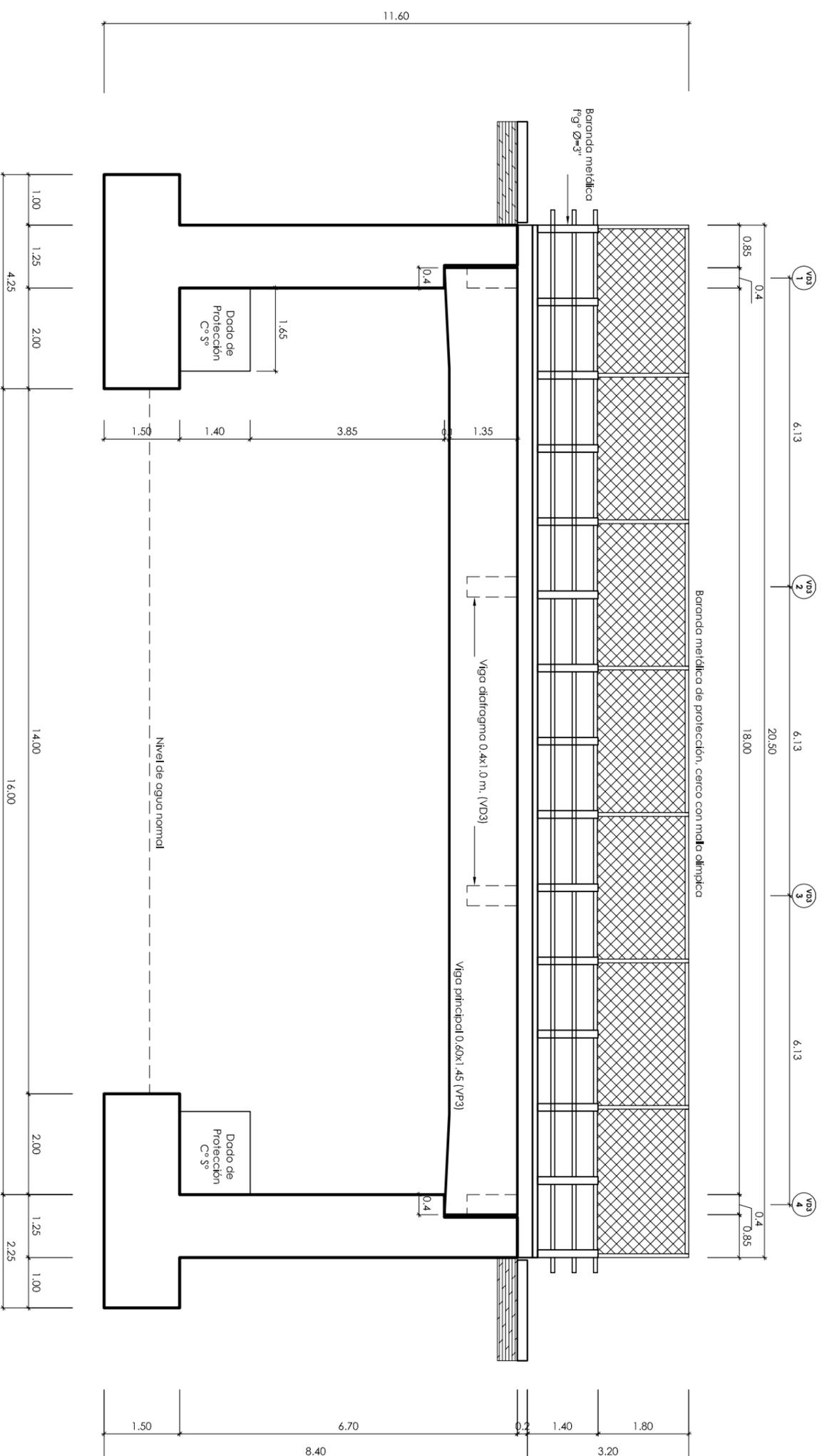
MARCO ANTONIO SALAZAR CELESTINO

Asesor :

Mélg. LAURA MARINA NAVARRO ALVARADO

Fecha :

JUNIO - 2015



CORTE LONGITUDINAL - PUENTE LADO OESTE

ESCALA : 1 / 100