

EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES EXISTENTES DE HORMIGON ARMADO

JOSE MENDEZ

INGENIERO CIVIL

TESIS PRESENTADA COMO REQUERIMIENTO PARCIAL

PARA ACCEDER AL GRADO ACADEMICO DE

“MAGISTER EN INGENIERIA ESTRUCTURAL”

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMAN

INSTITUTO DE ESTRUCTURAS “ARTURO M. GUZMAN”

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGIA

SAN MIGUEL DE TUCUMAN

OCTUBRE DE 2012

AGRADECIMIENTOS

Culminar con este trabajo significa algo muy importante en mi vida. Quisiera agradecer a Dios y a todas las personas que de alguna manera me ayudaron para llegar hasta aquí.

Quiero agradecer especialmente a:

Ingeniero Enrique Galíndez, director de mi tesis y del Instituto de Estructuras “Arturo M. Guzmán” por guiarme en cada momento y estar siempre presente cuando de dar una mano se trata.

A la directora académica Bibiana Luccioni por su trabajo y dedicación.

A los profesores, que con paciencia y vocación nos entregaron sus conocimientos a mis compañeros y a mí durante el cursado de las materias.

A mis compañeros amigos de la Maestría en Ingeniería Estructural XII y a todos los chicos del instituto por compartir tantos momentos lindos en esta ciudad.

Al personal no docente por su cordial atención.

A SIGMA Puentes de la Dirección Nacional de Vialidad por la información técnica y gráfica de los puentes estudiados.

Finalmente agradecer a mi familia, novia y amigos por la paciencia, apoyo constante y entender lo que realmente me gusta y hace feliz.

Muchas gracias.

RESUMEN

A partir de los daños en puentes por causa de terremotos pasados, la Ingeniería Sísmica actualmente reconoce la necesidad de evaluar la vulnerabilidad de los puentes carreteros ubicados en regiones sísmicas, considerados instrumentos indispensables para mantener en funcionamiento las redes de emergencia. En presencia de estructuras con capacidad sísmica escasa, los daños ocasionados por los sismos involucran fundamentalmente a los sistemas de transporte y la infraestructura de la región, dejando como resultado pérdidas económicas millonarias, y un número inaceptable de víctimas mortales, por lo tanto, el comportamiento adecuado de los puentes es importante para mitigar los efectos de los sismos. En base a lo mencionado, se deduce la necesidad de evaluar la vulnerabilidad y la capacidad sísmica de los puentes de carretera con el fin de evaluar estrategias de rehabilitación si fuera necesario.

El objetivo general de este trabajo es adaptar una metodología de evaluación de la vulnerabilidad y de la capacidad sísmica, y a partir de esta, generar una guía práctica para la evaluación de la vulnerabilidad para aplicarla a los puentes construidos en la República Argentina con o sin prevención sísmica.

En el trabajo se presenta un método de rehabilitación de puentes de carretera basado en desempeño de la Federal Highway Administration de los Estados Unidos que consta de tres partes (*Evaluación Preliminar, Evaluación Detallada y Rehabilitación*). Se adapta la metodología a las condiciones locales, se determinan los espectros de pseudoaceleraciones para los dos niveles de sismos necesarios y se aplican las dos primeras etapas de la metodología a 5 (cinco) puentes ubicados sobre la Avenida Circunvalación de la Ciudad de San Miguel de Tucumán construidos en la década del 80, antes de la entrada en vigencia del actual reglamento INPRES - CIRSOC 103.

En una primera etapa, denominada *Evaluación Preliminar* se obtuvieron las vulnerabilidades relativas de los cinco puentes, en la segunda etapa, *Evaluación Detallada*, se evaluaron los cinco puentes con el método D1 (Método del Espectro de Capacidad), uno de ellos con el método C (Capacidad / Demanda de componentes). Se identificaron falencias en resistencia, ductilidad y detalles constructivos propios de la época, que justifican el estudio de una estrategia general de rehabilitación para incrementar la capacidad sísmica de todos los puentes analizados como medida preventiva ante futuros terremotos.

ABSTRACT

Due to the damage caused to bridges by past earthquakes, Earthquake Engineering currently recognizes the need to assess the vulnerability of highway bridges located in seismic zones. These are considered essential tools to keep emergency networks into operation. In the presence of structures with low seismic capacity, the damage caused by earthquakes mainly involves transportation systems and infrastructure of the region, with economic losses, and an unacceptable number of deaths as a result; therefore, an adequate seismic resistant behavior is very important to mitigate seismic effects. It is clear the need to assess the vulnerability and the seismic capacity of road bridges in order to evaluate retrofitting strategies if necessary.

The overall objective of this study is to adapt a methodology for vulnerability assessment and seismic capacity, and then generate a practical guide for the assessment of vulnerability to be applied to bridges built in Argentina with or without seismic prevention.

The paper presents a performance based method of retrofitting of highway bridges of the Federal Highway Administration of the United States that includes three parts (Screening, Evaluation and Retrofitting). The methodology is adapted to local conditions, pseudo accelerations spectra for the two necessary levels of earthquakes are determined and the first two stages of the methodology are applied to five (5) bridges located on the Circunvalación Avenue of San Miguel de Tucumán city, built in the 80s, prior to the validity of INPRES - CIRSOC 103 standards.

In the first stage, called *Screening*, vulnerabilities on the five bridges were obtained. In the second stage, called *Evaluation*, the five bridges were assessed using D1 method (Capacity Spectrum Method), and one of them using the C method (Capacity / Demand components). Weaknesses in strength, ductility and deficient construction details were identified and they justify the study of a retrofitting strategy in order to improve the seismic capacity of all bridges analyzed as prevention against future earthquakes.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	i
RESUMEN.....	ii
ABSTRACT.....	iii
CONTENIDO	iv
SIMBOLOGIA	ix
LISTA DE FIGURAS	xx
LISTA DE TABLAS	xxiv
1 INTRODUCCION	1
1.1. Motivación de la tesis.....	1
1.2. Antecedentes	2
1.2.1. Conceptos generales	2
1.2.2. Métodos de evaluación de la vulnerabilidad.....	3
1.2.2.1. Conforme a la técnica empleada.....	4
1.2.2.2. Conforme a los tipos de entrada, método y salida.	4
1.2.3. Índices de vulnerabilidad.....	5
1.2.3.1. Modelo de Pezeshk <i>et al.</i>	6
1.2.3.2. Modelo de Seong Kim.	6
1.2.3.3. Metodología del FHWA – MCEER	7
1.2.3.4. Selección de metodología	8
1.3. Objetivos generales de la tesis	9
1.4. Descripción de la tesis	9
2 METODOLOGIA GENERAL DE REHABILITACIÓN.....	11
2.1. Introducción	11
2.2. Criterio del diseño por desempeño	13
2.3. Procedimiento de rehabilitación basado en desempeño.....	13
2.3.1. Objetivos de desempeño.....	14
2.3.1.1. Importancia del puente.....	14
2.3.1.2. Vida útil de servicio	14
2.3.1.3. Niveles de sismos	15
2.3.1.4. Niveles de desempeño.....	15
2.3.2. Nivel de peligro sísmico	16
2.3.2.1. Clasificación del sitio de emplazamiento del puente	16

2.3.2.2.	Espectros de respuesta para Sismos Menor y Mayor	18
2.3.2.3.	Determinación del nivel de peligro sísmico	22
2.3.3.	Categoría sísmica de rehabilitación basada en desempeño	22
2.3.4.	Puentes exentos	23
2.3.5.	Proceso de rehabilitación de puentes para dos niveles de sismos	24
2.3.6.	Procedimiento de rehabilitación para el Sismo Menor	24
2.3.7.	Procedimiento de rehabilitación para el Sismo Mayor.....	26
2.3.7.1.	Evaluación preliminar y priorización	26
2.3.7.2.	Evaluación detallada	27
2.3.7.3.	Rehabilitación.....	28
3	ANALISIS PRELIMINAR / PRIORIZACION	30
3.1.	Introducción	30
3.2.	Indice de rehabilitación R.....	30
3.2.1.	Definición de R.....	30
3.2.2.	Indice de vulnerabilidad V	30
3.2.2.1.	Indice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1	31
3.2.2.2.	Indice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2	36
3.2.3.	Indice de peligro sísmico, E	40
3.2.4.	Indice rehabilitación, R.....	40
4	ANALISIS PRELIMINAR / PRIORIZACION DE PUENTES SOBRE AVENIDA CIRCUNVALACION.....	41
4.1.	Introducción	41
4.2.	Puentes de estudio	41
4.3.	Descripción de los puentes	42
4.4.	Categoría sísmica de rehabilitación (CSR)	49
4.4.1.	Importancia de los puentes	49
4.4.2.	Categoría de vida útil de servicio	50
4.4.3.	Niveles de desempeño.....	50
4.4.4.	Niveles de peligro sísmico.....	50
4.4.5.	Obtención de la CSR.....	51
4.5.	Evaluación preliminar para el Sismo Menor	51
4.6.	Evaluación preliminar para el Sismo Mayor (Indice R).....	53

4.6.1.	Puentes sobre Canal San Cayetano (P1)	53
4.6.1.1.	Indice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1	53
4.6.1.2.	Indice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2	54
4.6.1.3.	Indice de vulnerabilidad general del puente	57
4.6.1.4.	Indice de peligro sísmico	57
4.6.1.5.	Indice de Rehabilitación	58
4.6.2.	Puentes sobre Avenida Benjamín Aráoz (P2)	58
4.6.2.1.	Indice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1	58
4.6.2.2.	Indice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2	59
4.6.2.3.	Indice de vulnerabilidad general del puente	61
4.6.2.4.	Indice de peligro sísmico	61
4.6.2.5.	Indice de Rehabilitación	61
4.6.3.	Puentes sobre Avenida Gobernador del Campo (P3)	62
4.6.3.1.	Indice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1	62
4.6.3.2.	Indice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2	63
4.6.3.3.	Indice de vulnerabilidad general del puente	65
4.6.3.4.	Indice de peligro sísmico	65
4.6.3.5.	Indice de Rehabilitación	65
4.6.4.	Puentes sobre Ferrocarril Bartolomé Mitre (P4).....	66
4.6.4.1.	Indice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1	66
4.6.4.2.	Indice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2	67
4.6.4.3.	Indice de vulnerabilidad de general del puente	70
4.6.4.4.	Indice de peligro sísmico	70
4.6.4.5.	Indice de Rehabilitación	70
4.6.5.	Puente sobre Avenida Circunvalación en Ruta Provincial N°305 (P5)	70
4.6.5.1.	Indice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1	70

	4.6.5.2. Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2	71
	4.6.5.3. Índice de vulnerabilidad de general del puente	74
	4.6.5.4. Índice de peligro sísmico	74
	4.6.5.5. Índice de Rehabilitación	74
	4.7. Resumen de los valores de índices de rehabilitación	74
5	EVALUACION DETALLADA	76
	5.1. Introducción	76
	5.2. Método C. Capacidad / Demanda de componentes.....	76
	5.2.1. Relaciones C/D de apoyos y juntas de expansión	77
	5.2.1.1. Relaciones C/D de desplazamientos.....	77
	5.2.1.2. Relaciones C/D de fuerzas.....	78
	5.2.2. Relaciones C/D de columnas	78
	5.2.2.1. Anclaje de la armadura longitudinal	79
	5.2.2.2. Empalmes en la armadura longitudinal	81
	5.2.2.3. Confinamiento transversal.....	83
	5.2.2.4. Corte	84
	5.2.2.5. Rotación y/o plastificación de fundaciones.....	86
	5.2.3. Relaciones C/D de estribos.....	87
	5.2.4. Relaciones C/D debido a licuefacción del suelo.....	88
	5.3. Método D1. Método del Espectro de Capacidad.....	88
	5.3.1. Capacidad del puente	88
	5.3.2. Demanda sísmica	90
	5.3.3. Espectro de Capacidad / Demanda.....	93
	5.3.4. Procedimiento del método D1	93
6	EVALUACION DETALLADA DE PUENTES SOBRE AVENIDA CIRCUNVALACION	97
	6.1. Introducción	97
	6.2. Materiales	97
	6.2.1. Acero.....	97
	6.2.2. Hormigón.....	99
	6.3. Modelo del puente P4	102
	6.3.1. Hipótesis	102
	6.3.2. Propiedades.....	103

6.3.3.	Análisis modal	105
6.4.	Método C: Capacidad / Demanda de componentes del Puente P4	108
6.4.1.	Relaciones C/D de apoyos	108
6.4.2.	Relaciones C/D de columnas	112
6.5.	Método D1: Método del espectro de capacidad (Puente P4)	131
6.6.	Método D1: Método del espectro de capacidad aplicado a puentes P1, P2, P3 y P5 ...	140
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	143
7.1.	Conclusiones	143
7.2.	Recomendaciones para futuras investigaciones	144
A1	SISMO MENOR Y SISMO MAYOR	143
A2	INVENTARIO, TABLAS Y DIAGRAMAS GUIAS.....	169
A3	PLANOS	182
	BIBLIOGRAFIA	194

SIMBOLOGIA

A	Coefficiente de aceleración del suelo para el Sismo de Diseño.
$A_L(c)$	Aceleración pico efectiva del suelo para la cual es probable que ocurra la falla por licuefacción.
$A_L(d)$	Aceleración del suelo considerada en el diseño.
A_b	Area de la barra empalmada, en mm^2 .
A_c	Sección transversal confinada de columna, en m^2 .
A_e	Area efectiva de corte, igual a $0.8A_g$.
A_g	Sección transversal de columna, en m^2 .
A_h	Area de la sección transversal de espirales.
A_s	Sección transversal de la armadura longitudinal de columnas.
A_{st}	Sección transversal de la armadura longitudinal de columnas.
A_{sp}	Area transversal del espiral.
A_{tab}	Area transversal del tablero del puente, en m^2 .
$A_{tr}(c)$	Area de la armadura transversal perpendicular a las potenciales fisuras de separación o hendiduras. Utilizada en el cálculo de la longitud de anclaje.
$A_{tr}(d)$	El área mínima de la armadura transversal requerida.
A_1	Area rayada entre las curvas del hormigón confinado y no confinado.
A_2	Area bajo la curva tensión–deformación del acero de confinamiento.
B	Ancho del tablero, en m.
B_L y B_S	Factores de amortiguamiento.
C	Constante del modelo de Seong Kim.
C_a, C_v	Parámetros característicos del espectro de pseudoaceleraciones.
C_c	Coefficiente de capacidad.
C_d	Coefficiente de demanda sísmica.

$(C_v)_{LS}$	Pseudoaceleración para el período de 1.0seg correspondiente al estado límite.
$(C_v)_d$	Pseudoaceleración para el período de 1.0seg de la demanda sísmica.
$D(c)$	Capacidad de desplazamientos de estribos.
$D(d)$	Demanda de desplazamientos en estribos.
D'	Dimensión del núcleo confinado, medido de centro a centro de los espirales perimetrales, en mm.
E	Índice de peligro sísmico.
E	Módulo de elasticidad longitudinal.
E_1, E_2	Estados de cargas sísmicas.
F	Factor de pórtico para calcular el IVC.
F	Fuerza horizontal total que actúa el puente en el método D1.
F	Fuerza sísmica elástica, en kN.
F_B	Fuerza correspondiente al frenado de vehículos en sentido longitudinal, en kN.
F_L	Fuerza sísmica elástica en sentido longitudinal, en kN.
F_T	Fuerza sísmica elástica en sentido transversal, en kN.
F_W	Fuerza correspondiente al viento en sentido transversal del puente, en kN.
F_{Wc}	Fuerza del viento para la condición de puente cargado, en kN.
F_{Wv}	Fuerza del viento para la condición de puente vacío, en kN.
F_a	Factor de sitio determinado de Tabla A1.5 , en función del tipo sitio y el valor de la pseudoaceleración para el período de 0.2seg de un suelo clasificado como S_B .
F_{el}	Fuerza elástica en el método D1, en kN.
$F_{el(L)}$	Fuerza elástica en sentido longitudinal.
$F_{el(T)}$	Fuerza elástica en sentido transversal.
F_v	Factor de sitio determinado de tabla A1.6 , en función del tipo de sitio y el valor de la pseudoaceleración para el período de 1.0seg de un suelo clasificado como S_B .

F_y	Fuerza de fluencia o de plastificación de la estructura.
F_{yL}	Carga de fluencia en sentido longitudinal del puente.
F_{yT}	Carga de fluencia en sentido transversal del puente.
G	Módulo de elasticidad transversal.
H	Altura, utilizada en la ecuación de la longitud soporte recomendada N .
H	Carga horizontal en apoyo de neopreno armado.
H	Peligrosidad sísmica.
H_{ap}	Capacidad de fuerza transversal de cada línea de apoyos.
H_c	Altura libre de la columna.
H_{min}	Fuerza horizontal mínima a soportar por cada línea de apoyos.
IVC	Índice de vulnerabilidad de columnas.
IVE	Índice de vulnerabilidad de estribos.
IVL	Índice de vulnerabilidad debido al fenómeno de licuefacción.
I_e	Momento de inercia efectivo de la columna, en m^4 .
K_e	Coefficiente de efectividad del confinamiento.
L	Longitud de apoyo de la superestructura, en mm.
L	Longitud de la superestructura del puente, utilizada en la ecuación de la longitud soporte recomendada N , en m.
$L_a(c)$	Longitud efectiva de anclaje, en mm.
$L_a(d)$	Demanda de longitud efectiva de anclaje, en mm.
L_c	Longitud efectiva o altura de columna.
L_e	Longitud de apoyo de la superestructura en estribos, en mm.
L_e	Tramo de corte o altura efectiva, en m.
L_p	Longitud de apoyo de la superestructura en pilas, en m.
L_p	Longitud de articulación plástica, en m.

L_s	Longitud de empalme, en mm.
$L_s(d)$	Mínima longitud de empalme requerida, en mm.
M_L	Momento flector longitudinal, en kNm.
M_R	Momento flector elástico resultante, en kNm.
M_T	Momento flector transversal, en kNm.
M_n	Momento nominal de la sección de una columna, en kNm.
M_o	Momento de sobrerresistencia flexional, en kNm.
$M_{o,inf}$	Momento de sobrerresistencia de la rótula inferior de la columna, en kNm.
$M_{o,sup}$	Momento de sobrerresistencia de la rótula superior de la columna, en kNm.
N	Longitud soporte recomendada de la superestructura en estribos o pilas, en mm.
$N(c)$	Es la longitud de apoyo real, en mm.
$N(d)$	Es la longitud de apoyo requerida según ecuación (3.2), en mm.
N_{SPT}	Número de golpes en el ensayo de penetración estándar.
N_o	Fuerza axial en columna debida al momento de vuelco generada por el corte total, en kN.
P	Índice de prioridad.
P_{EY}	Probabilidad de excedencia (expresada en decimal) en el tiempo Y (en años) del terremoto considerado.
P_R	Número que se le descuenta a Q, en el cálculo del índice de vulnerabilidad de columnas.
P_R	Período medio de retorno de un sismo, en años.
P_{axial}	Carga axial de columna, en kN.
P_c	Carga axial de compresión sobre la columna, en kN.
P_d	Peso de un diafragma de apoyo, en kN.
P_{mc}	Sobrecarga equivalente a la multitud compacta, en kN/m ² .
P_s	Cuantía geométrica de la armadura principal de la columna, en %.

P_{vd}	Peso de una viga dintel, en kN.
Q	Variable utilizada en el cálculo del índice de vulnerabilidad de columnas.
Q_{EQ}	Demanda de desplazamiento o fuerza debido a la carga sísmica.
Q_{NSi}	Desplazamientos o demandas de fuerza sobre un componente debido a cargas no sísmicas.
Q_{col}	Peso de columna por unidad de longitud, en kN/m.
Q_{tab}	Peso del tablero por unidad de longitud, en kN/m.
R	Índice de rehabilitación.
R_C	Desplazamiento o fuerza nominal del componente estructural que se está evaluando.
R_S	Riesgo sísmico.
S	Riesgo sísmico específico.
S_A a S_F	Clasificación de los tipos de suelo de fundación, desde suelo tipo A hasta F.
S_{EL} , S_{ET}	Solicitaciones en columnas debidas al sismo actuando en sentido longitudinal o transversal respectivamente.
S_a	Ordenada del espectro elástico de pseudoaceleraciones.
S_{aL}	Pseudoaceleración correspondiente al período longitudinal de la estructura para el Sismo Menor.
S_{aT}	Pseudoaceleración correspondiente al período transversal de la estructura para el Sismo Menor.
S_d	Desplazamiento espectral.
S_{ec}	Superficie de exposición a la fuerza del viento para la condición de puente cargado, en m^2 .
S_{ev}	Superficie de exposición a la fuerza del viento para la condición de puente vacío, en m^2 .
S_i	Pseudoaceleración espectral.
$S_{i\ 10/50}$	Pseudoaceleración espectral para un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

$S_{i\ 2/50}$	Pseudoaceleración espectral para un sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.
S_t	Superficie del tablero, en m^2 .
S_{um}	Resistencia al corte no drenada, en kPa.
$S_{0.2}$	Pseudoaceleración espectral para un período fundamental $T = 0.2\text{seg}$.
$S_{1.0}$	Pseudoaceleración espectral para un período fundamental $T = 1.0\text{seg}$.
T	Período fundamental de vibración, en segundos.
T_L	Período elástico en sentido longitudinal, en segundos.
T_T	Período elástico en sentido transversal, en segundos.
T_{ap}	Altura del apoyo.
T_1, T_2, T_3	Períodos característicos del espectro de pseudoaceleraciones, en segundos.
V	Vulnerabilidad de la estructura o índice de vulnerabilidad.
V_E	Valor de todos los elementos en riesgo.
V_L	Vulnerabilidad de la estructura al colapso o pérdida de acceso debido a un excesivo movimiento longitudinal.
V_T	Vulnerabilidad del colapso estructural o pérdida de acceso al puente debido al movimiento transversal.
$V_b(c)$	Capacidad nominal del componente en la dirección considerada.
$V_b(d)$	Fuerza sísmica que actúa sobre el elemento.
V_c	Volumen de una porción de hormigón confinado, en m^3 .
V_{ci}	Resistencia inicial al corte que provee el hormigón, en kN.
V_e	Volumen aproximado de armadura transversal en una porción de columna, en m^3 .
$V_e(d)$	Máxima fuerza de corte elástica, en kN.
$V_f(c)$	Resistencia final de corte de la columna dañada, en kN.
$V_i(c)$	Resistencia inicial de corte de la columna no dañada.
V_m	Esfuerzo de corte en ménsula, en kN.

V_o	Esfuerzo de corte en columna debido al momento de sobrerresistencia, en kN.
V_{oT}	Esfuerzo de corte total en la pila, en kN.
V_{oc}	Esfuerzo de corte en columna comprimida, en kN.
V_{ot}	Esfuerzo de corte en columna traccionada, en kN.
V_s	Resistencia al corte que provee el acero, en kN.
V_{sm}	Velocidad media de la onda de corte, en m/seg.
$V_u(d)$	Esfuerzo de corte máximo en la columna resultante de las articulaciones plásticas, en kN
V_{ui}	Resistencias individuales a corte de las columnas, en kN.
V_1	Índice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soporte.
V_2	Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción.
W	Peso de la masa sísmica, en kN.
W_s	Peso de superestructura por tramo, en kN.
X_i	Valores de los parámetros que definen la vulnerabilidad del puente en el modelo de Seong Kim., con el subíndice i de 1 a 12.
Y_i	Índice de daño o de riesgo en el modelo de Seong Kim.
a	Luz de corte de ménsulas cortas, en m.
a, b	Dimensiones de apoyos.
a_s	Ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones (aceleración máxima del suelo tipo S_B correspondiente a cada zona sísmica).
a_t	Ancho del tablero del puente, en m.
b	Máxima ordenada del espectro elástico de pseudoaceleraciones.
$(b)_{LS}$	Ordenada máxima del espectro de pseudoaceleración correspondiente al estado límite.
b_c	Ancho de la columna en la dirección de la fuerza de corte.
$(b)_d$	Ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones de la demanda sísmica.
b_{max}	Máxima dimensión transversal de la columna, en m.

$b_{\min}$	Mínima dimensión de la columna.
c	Menor valor entre el recubrimiento de la barra y la mitad del espacio libre entre barras adyacentes, en mm.
d	Altura útil de una sección de hormigón armado, en m.
d_b	Diámetro nominal de barra longitudinal, en mm.
d_s	Diámetro del espiral medido eje a eje, en m.
f	Tensión, en MPa.
f_L	Tensión promedio de confinamiento, en MPa.
f'_L	Tensión lateral efectiva de confinamiento provista por el acero de confinamiento.
f_c	Tensión de compresión, en MPa.
f'_c	Resistencia característica del hormigón no confinado a compresión, en MPa.
f'_{cc}	Resistencia a la compresión del hormigón confinado, en MPa.
f_u	Tensión última, en MPa.
f_y	Tensión de fluencia de la armadura longitudinal, en MPa.
f_{yh}	Tensión nominal de fluencia de los espirales, en MPa.
f_{yt}	Tensión de fluencia de la armadura transversal, en kPa.
g	Aceleración de la gravedad, en m/seg ² .
k	Factor que depende de la ductilidad de desplazamientos, para hallar resistencia de corte de columnas.
k_m	Constante para calcular longitud de anclaje.
k_s	Constante del acero para calcular longitud de anclaje.
k_{tr}	Confinamiento dado por la armadura transversal, para calcular longitud de anclaje.
k_{1T}	Rigidez elástica en sentido transversal, en kN/m.
k_{1L}	Rigidez elástica en sentido longitudinal, en kN/m.
k_1	Rigidez elástica en la dirección considerada, en kN/m.

k_2	Rigidez equivalente pos-fluencia utilizada para aproximar el comportamiento real en esta parte de la curva de capacidad, en kN/m.
k_1, k_2, k_3	Constantes para calcular el indicador de ductilidad en el proceso para hallar r_{cc} .
l_t	Largo del tablero del puente, en m.
n	Exponente que depende de la región para determinar ordenadas espectrales de sismos con recurrencias distintas a 475 años.
r	Relación C/D de un componente.
r_{LSi}	Relaciones C/D para un estado límite.
r_{ad}	Relación C/D de desplazamientos en estribos.
r_{bd}	Relación C/D de desplazamiento en apoyos y juntas de expansión.
r_{bf}	Relación C/D de fuerzas en apoyos.
r_{ca}	Relación C/D para las longitudes de anclaje de la armadura longitudinal.
r_{cc}	Relación C/D del confinamiento transversal en la región de articulaciones plásticas.
r_{cs}	Relación C/D para empalmes de la armadura longitudinal.
r_{cv}	Relación C/D de corte en columnas.
r_{ec}	Relación Capacidad de momento nominal/Demanda de momento elástico de columna.
r_{ef}	Relación Capacidad de momento nominal/Demanda de momento elástico en fundación.
r_{fr}	Relación C/D de rotación y/o plastificación de las fundaciones.
r_{sl}	Relación C/D debido a la licuefacción del suelo de fundación.
s	Paso o separación de la armadura transversal, en mm.
u	Deformación horizontal de apoyo de neopreno.
z	Brazo de palanca en una ménsula de hormigón armado, en m.
Δ	Desplazamiento del centro de masas.
Δ_{LS}	Desplazamiento correspondiente a un estado límite.

Δ_{el}	Desplazamiento elástico en el método D1, en m.
$\Delta_{el(L)}$	Desplazamiento elástico en sentido longitudinal, en m.
$\Delta_{el(T)}$	Desplazamiento elástico en sentido transversal, en m.
$\Delta_{eq}(d)$	Desplazamiento relativo máximo debido a cargas sísmicas para el estado de cargas considerado.(3.3)
$\Delta_i(d)$	Movimiento máximo posible resultado de la temperatura, retracción y fluencia lenta.
Δ_p	Desplazamiento plástico, en m.
$\Delta_s(c)$	Capacidad disponible de desplazamiento de la junta de expansión o apoyo.
Δ_y	Desplazamiento correspondiente a F_y , en m.
ϕ	Factor de reducción de resistencia.
ϕ_p	Curvatura plástica de una sección, en rad/m.
ϕ_y	Curvatura de fluencia de una sección, en rad/m.
α	Angulo de oblicuidad o esviaje del puente, en grados sexagesimales.
β_i	Constantes del modelo de Seong Kim.
γ	Distorsión angular.
γ	Peso específico del hormigón armado, en kN/m ³ .
ϵ	Deformación específica.
ϵ_c	Deformación específica de compresión.
ϵ'_c	Deformación específica del hormigón no confinado para la tensión f'_c .
ϵ'_{cc}	Deformación específica del hormigón confinado para la tensión f'_{cc} .
ϵ_{sh}	Deformación específica en el inicio del endurecimiento por deformación.
ϵ_u	Deformación específica última.
ϵ_u	Capacidad de deformación última del hormigón no confinado y deformación en el inicio del desprendimiento del recubrimiento para el caso de hormigón confinado.
ϵ_y	Deformación específica de fluencia de la armadura longitudinal.

θ	Angulo de la fisura crítica de corte.
μ	Ductilidad de desplazamientos, o indicador de ductilidad.
ξ	Razón de amortiguamiento estructural (% del amortiguamiento crítico).
ξ_{ef}	Relación de amortiguamiento efectivo.
$\rho(c)$	Relación volumétrica de la armadura transversal existente.
$\rho(d)$	Relación volumétrica requerida de armadura transversal.
ρ_l	Cuantía geométrica de la armadura longitudinal.
ρ_s	Relación volumétrica requerida entre armadura transversal de confinamiento y núcleo confinado de columna.
ρ_{se}	Relación volumétrica de la armadura transversal.
σ_{ar}	Tensión de rotura de los tendones de tesado, en kg/cm^2 .
σ_f	Tensión de fluencia de la armadura pasiva de superestructura, en kg/cm^2 .
σ_{pr}	Resistencia a compresión simple del hormigón, en kg/cm^2 .
τ	Tensión tangencial en apoyo de neopreno armado.
ϕ_o	Factor de sobrerresistencia flexional.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Descripción general del proceso de rehabilitación para puentes carreteros.	12
Figura 2.2. Zonificación sísmica de la República Argentina.	19
Figura 2.3. Espectro elástico de pseudoaceleraciones. Sismo Menor, amortiguamiento $\xi = 0.05$.	21
Figura 2.4. Espectro elástico de pseudoaceleraciones. Sismo Mayor, amortiguamiento $\xi = 0.05$.	21
Figura 2.5. Procedimiento de rehabilitación para dos niveles de sismos.	25
Figura 3.1. Obtención del índice de vulnerabilidad, V	31
Figura 3.2. Apoyos para puentes. (a), (b): Apoyos de oscilación. (c), (d): Apoyos de rodillos. (e): Apoyo elastomérico. (f): Apoyo deslizante. (g): Apoyo multirrotacional de gran capacidad de carga.	32
Figura 3.3. Parámetros L y N en el cálculo de la longitud soporte.	34
Figura 3.4. Angulo de oblicuidad o esviaje del puente.	34
Figura 4.1. Ubicación de los puentes de estudio en la ciudad de San Miguel de Tucumán.	42
Figura 4.2. Planta del puente derecho ubicado sobre el Canal Cayetano (P1).	43
Figura 4.3. Planta del puente derecho ubicado sobre Avenida Benjamín Aráoz (P2).	44
Figura 4.4. Planta del puente izquierdo ubicado sobre Avenida Gobernador del Campo (P3).	44
Figura 4.5. Planta del puente derecho ubicado sobre el Ferrocarril Bartolomé Mitre (P4).	45
Figura 4.6. Planta del puente sobre Avenida Circunvalación en Ruta Provincial N°305 (P5).	45
Figura 4.7. Vista longitudinal del puente derecho, sobre Av. Gobernador del Campo (P3).	46
Figura 4.8. Vista longitudinal de los puentes sobre Ferrocarril Mitre (P4).	46
Figura 4.9. Sección transversal de los puentes. (a): P1. (b): P2 y P3. (c): P4. (d): P5.	47
Figura 4.10. Sección transversal en el sector de estribos de los puentes P1, P2, P3 y P5.	48

Figura 4.11. Restricciones longitudinales y transversales en estribos de los puentes P1, P2, P3 y P5 (Izquierda: restricciones longitudinales, Derecha: restricción transversal).	48
Figura 4.12. Guía de apoyo central en estribos y en pilas del puente P4.	49
Figura 5.1. Fisuras y tensiones desarrolladas debido al anclaje de barras.	80
Figura 5.2. Definición de separación o espaciamiento libre para empalmes (Llopiz, 2007).	82
Figura 5.3. Efectividad del anclaje de las barras transversales en función del indicador de ductilidad (Apéndice D de manual FHWA, 2006).	84
Figura 5.4. Modelo idealizado de capacidad y demanda de corte en columnas.	85
Figura 5.5. Modos de fallas de fundaciones. (a): Fallas en bases individuales. (b): Fallas en bases con pilotes (Apéndice D de manual FHWA, 2006).	87
Figura 5.6. Curva de capacidad.	89
Figura 5.7. Espectro de demanda para un determinado valor de ductilidad.	92
Figura 5.8. Espectro de Capacidad / Demanda.	93
Figura 6.1. Parámetros que definen la Curva Tensión – Deformación del acero ADN-420.	98
Figura 6.2. Modelo tensión – deformación del hormigón en compresión.	99
Figura 6.3. Confinamiento del hormigón. (a) Presiones sobre espirales. (b) Diagrama de cuerpo libre de fuerzas. (c) Confinamiento del núcleo de hormigón por espirales, región no rayada.	100
Figura 6.4. Dimensiones del tablero, viga dintel y altura de pilas del modelo del puente P4	103
Figura 6.5. Modelo de elementos finitos (SAP2000, 1999).	103
Figura 6.6. Rigidez efectiva de secciones circulares fisuradas de hormigón armado (Priestley, Seible y Calvi 1996)	104
Figura 6.7. Forma modal 1 (Longitudinal).	106
Figura 6.8. Forma modal 2 (Torsional).	106
Figura 6.9. Forma modal 3 (Transversal).	107
Figura 6.10. Forma modal 4 (Transversal).	107
Figura 6.11. Pesos de superestructura considerados para hallar las demandas de fuerzas horizontales en los apoyos. (a) Estribos. (b) Pilas.	109

Figura 6.12. Deformación y distorsión en apoyo de neopreno armado debido a la fuerza horizontal H.	110
Figura 6.13. Restricciones de movimiento horizontal. Ménsulas de hormigón en pilas.	111
Figura 6.14. Secciones transversales de columnas.	118
Figura 6.15. Diagramas de interacción de las secciones de columnas.	118
Figura 6.16. Angulo de la fisura de corte utilizado en el cálculo de la resistencia que provee el acero al corte (Priestley, Seible y Calvi 1996)	129
Figura 6.17. Modelo idealizado de capacidad y demanda de corte en columnas. Caso B.	130
Figura 6.18. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P4 en sentido longitudinal.	136
Figura 6.19. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P4 en sentido transversal.	137
Figura 6.20. Esquema de altura efectiva, curvaturas y longitud plástica de una columna.	139
Figura 6.21. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P1.	140
Figura 6.22. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P2.	141
Figura 6.23. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P3.	141
Figura 6.24. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P5.	142
Figura A1.1. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 1 para el Sismo Mayor.	159
Figura A1.2. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 2 para el Sismo Mayor.	160
Figura A1.3. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 3 para el Sismo Mayor.	160
Figura A1.4. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 4 para el Sismo Mayor.	161
Figura A1.5. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 1 para el Sismo Menor.	167
Figura A1.6. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 2 para el Sismo Menor.	167
Figura A1.7. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 3 para el Sismo Menor.	168

Figura A1.8. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 4 para el Sismo Menor.	168
Figura A2.1. Obtención del índice de vulnerabilidad V.	174
Figura A2.2. Obtención del índice de vulnerabilidad V_1 .	176
Figura A2.3. Obtención del índice de vulnerabilidad de columnas IVC.	178
Figura A2.4. Obtención del índice de vulnerabilidad de estribos IVE.	179
Figura A2.5. Obtención del índice de vulnerabilidad de licuefacción IVL.	181

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Categorías de vidas de servicios.	15
Tabla 2.2. Niveles mínimos de desempeño para puentes rehabilitados.	16
Tabla 2.3. Clasificación del sitio de emplazamiento del puente.	17
Tabla 2.4. Peligrosidad sísmica de la República Argentina según zonas sísmicas.	18
Tabla 2.5. Parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones del Sismo Menor.	18
Tabla 2.6. Parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones del Sismo Mayor.	19
Tabla 2.7. Nivel de peligro sísmico (NPS).	22
Tabla 2.8. Categoría Sísmica de Rehabilitación (CSR).	22
Tabla 2.9. Mínimos requerimientos en el procedimiento de rehabilitación.	23
Tabla 3.1. Coeficiente de aceleración sísmica. INPRES-CIRSOC 2008	36
Tabla 3.2. Categoría Sísmica de Desempeño.	37
Tabla 3.3. Valores de P_R .	38
Tabla 3.4. Potencial de daño relacionado a licuefacción.	40
Tabla 4.1. Características geométricas de los puentes.	43
Tabla 4.2. Fuerzas de frenado de vehículos.	52
Tabla 4.3. Fuerzas de viento.	52
Tabla 4.4. Fuerzas sísmicas elásticas máximas para el Sismo Menor.	53
Tabla 4.5. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P1.	54
Tabla 4.6. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P2.	58
Tabla 4.7. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P3.	62
Tabla 4.8. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P4.	66
Tabla 4.9. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P5.	70
Tabla 4.10. Índices de rehabilitación de los puentes.	74

Tabla 4.10. Índices de rehabilitación de los puentes.	74
Tabla 5.1. Relaciones C/D para distintos detalles de anclajes.	81
Tabla 5.2. Indicadores de ductilidad de las fundaciones.	86
Tabla 5.3. Relaciones de amortiguamientos efectivos y factores de amortiguamiento, B_s y B_L .	91
Tabla 6.1. Períodos de vibración y factores de participación de masas de traslación y rotación.	105
Tabla 6.2. Relaciones C/D de desplazamientos en apoyos de estribos y pilas.	108
Tabla 6.3. Relaciones C/D de fuerzas de apoyos en estribos y pilas.	112
Tabla 6.4. Solicitaciones en columnas debidas a cargas gravitatorias.	113
Tabla 6.5. Solicitaciones elásticas de columnas. Sismos en sentido longitudinal.	113
Tabla 6.6. Solicitaciones elásticas de columnas. Sismos en sentido transversal.	114
Tabla 6.7. Solicitaciones elásticas de columnas. Estado de carga 1.	115
Tabla 6.8. Solicitaciones elásticas de columnas. Estado de carga 2.	116
Tabla 6.9. Demanda de momentos flectores elásticos máximos resultantes en columnas.	117
Tabla 6.10. Momentos nominales y de sobrerresistencia de columnas en sus extremos.	120
Tabla 6.11. Momentos nominales y de sobrerresistencia de columnas en sus extremos combinando las cargas axiales gravitatorias y las generadas por el momento de vuelco.	121
Tabla 6.12. Relaciones capacidad de momento nominal / demanda de momento elástico en las columnas para los dos niveles de sismos.	123
Tabla 6.13. Relaciones C/D de empalmes en región inferior de columnas.	125
Tabla 6.14. Relaciones capacidad / demanda de corte en las columnas para el Sismo Mayor.	130
Tabla 6.15. Valores característicos del punto de fluencia y de desempeño para el Sismo Mayor, sentido longitudinal.	136
Tabla 6.16. Valores característicos del punto de fluencia y de desempeño para el Sismo Mayor, sentido transversal.	137
Tabla 6.17. Valores del punto de fluencia, de desempeño y último, de los puentes P1, P2, P3 y P5. Sismo Mayor	140

Tabla 6.18. Valores del punto de fluencia, de desempeño y último, de los puentes P1, P2, P3 y P5. Sismo de Diseño	142
Tabla A1.1. Parámetros característicos del espectro de diseño de Argentina para tipo espectral 1. (10% PE en 50 años).	146
Tabla A1.2. Parámetros característicos del espectro de pseudoaceleraciones para un sismo con 10% PE en 50 años en lugares de Estados Unidos. Suelo tipo B.	146
Tabla A1.3. Pseudoaceleraciones espectrales para sismos con períodos de retorno de 100, 475, 1000 y 2500 años de los Estados Unidos. Suelo tipo B	148
Tabla A1.4. Valores del exponente n para determinar espectros de pseudoaceleraciones para sismos con recurrencias entre 475 y 2500 años de los Estados Unidos. $S_{0.2\ 2500} \geq 1.5g$.	150
Tabla A1.5. Valores del factor de sitio F_a .	152
Tabla A1.6. Valores del factor de sitio F_v .	153
Tabla A1.7. Tabla auxiliar de interpolación.	153
Tabla A1.8. Tabla auxiliar de interpolación.	154
Tabla A1.9. Parámetros característicos que definen el espectro elástico del Sismo Mayor a partir de las ecuaciones (2.1) a (2.7).	159
Tabla A1.10. Valores del exponente n para determinar espectros de pseudoaceleraciones para sismos con recurrencias mayores a 475 años de los Estados Unidos. $S_{0.2\ 2500} < 1.5g$.	162
Tabla A1.11. Valores del exponente n para determinar espectros de pseudoaceleraciones para sismos con recurrencias mayores a 475 años de los Estados Unidos. $S_{0.2\ 2500} \geq 1.5g$.	162
Tabla A1.12. Parámetros característicos que definen el espectro elástico del Sismo Menor a partir de las ecuaciones (2.1) a (2.7).	166
Tabla A2.1. Categorías de vidas de servicios.	172
Tabla A2.2. Niveles mínimos de desempeño para puentes rehabilitados.	172
Tabla A2.3. Parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones del Sismo Menor.	172
Tabla A2.4. Parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones del Sismo Mayor.	172
Tabla A2.5. Nivel de peligro sísmico (NPS).	173

Tabla A2.6. Categoría Sísmica de Rehabilitación (CSR).	173
---	-----

1

INTRODUCCION

1.1. Motivación de la tesis

En regiones sísmicamente activas se reconoce la necesidad de mantener operativas las vías de comunicaciones frente a movimientos sísmicos de importancia. Como consecuencia de ello las carreteras y por consiguiente los puentes que sobre ellas se emplazan, se transforman en instrumentos indispensables para mantener en normal funcionamiento las llamadas redes vitales de emergencia, razón por lo cual se debe prever el riesgo que esto implica. En presencia de estructuras con capacidad sísmica escasa, los daños ocasionados por los sismos, involucran fundamentalmente los sistemas de transporte, pero también afectan la infraestructura, la vida social, y la economía de una región.

Terremotos como el de Northridge (1994), Kobe (1995), Kocaeli (1999), Taiwan (1999), Cachemira (2005), L'Aquila (2009), Honduras (2009), Chile (2010), entre otros, produjeron daños significativos en importantes puentes, provocando en muchos casos tanto pérdida de vidas humanas como interrupción completa y prolongada de las rutas en las que prestaban servicio. Esto ocurrió incluso en puentes diseñados bajo las previsiones de las normativas entonces vigentes, que presentaban algunas fallencias hasta ese momento no detectadas.

A partir de estas experiencias es que se notó la necesidad de actualizar tanto los criterios empleados en el proyecto de puentes a construirse en zonas sísmicas, como la forma de evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes existentes para realizar la posterior rehabilitación si fuese necesario.

En Argentina en particular, la norma vigente para el diseño sismorresistente de puentes (INPRES, 1980), está desactualizada respecto a los conocimientos ya incorporados en las normativas modernas. En consecuencia, existen interrogantes con respecto a la seguridad que estas estructuras ofrecen para cumplir adecuadamente su función en caso de un sismo, especialmente si se considera que los puentes deben seguir prestando servicio después de la ocurrencia de un terremoto. Además, en el país, no existe un programa sistemático con el fin de mitigar el riesgo sísmico de las construcciones existentes de la red de emergencia. Más aún, a nivel reglamentario tampoco existe ningún lineamiento que permita evaluar la vulnerabilidad de los puentes ni de las construcciones en general, ni las medidas de readecuación sísmica consecuentes. Por lo tanto, en una región con una determinada peligrosidad sísmica, donde las estructuras de puentes pueden sufrir daños a causa de movimientos sísmicos, se hace indispensable conocer las medidas que se deben tener en cuenta con el propósito de mitigar daños.

Las investigaciones sobre vulnerabilidad de estructuras son un paso fundamental en la evaluación del riesgo sísmico y en la posterior mitigación de daños causados por terremotos. La vulnerabilidad estructural se puede reducir cuando se trata de estructuras nuevas mediante la aplicación del estado del arte del diseño sismorresistente. En cambio, cuando se está en presencia de una obra ya construida, los estudios de vulnerabilidad sísmica son los medios más adecuados ya que estos indican los elementos propensos a sufrir daños, y además las estrategias más adecuadas de rehabilitación.

Los avances en la ingeniería sismorresistente han contribuido esencialmente a la mejora de los códigos de diseño, aunque todavía no han sido del todo aplicados los programas de rehabilitación de estructuras existentes. Por lo tanto, aún se deben realizar grandes esfuerzos para mejorar los procesos de rehabilitación de estructuras vulnerables a sismos.

1.2. Antecedentes

1.2.1. Conceptos generales

Para evitar confusiones en cuanto a las definiciones que presentan similitud de algunos términos involucrados en la ingeniería sísmica, se consideró oportuno definir: riesgo sísmico específico, riesgo sísmico, vulnerabilidad, peligrosidad sísmica y el significado de valor de elementos. Las definiciones mencionadas y los conceptos generales de vulnerabilidad sísmica se encuentran en las monografías de ingeniería sísmica de Caicedo, Barbat y Canas (1994), y Gómez, Barbat y Oller (2000).

Riesgo sísmico específico: es una función que define la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras en riesgo sufran algún grado de daño durante un lapso de tiempo de exposición. A dicho lapso de tiempo se lo denomina período de exposición o período de vida útil de la estructura. El riesgo sísmico específico depende de la vulnerabilidad de la estructura en riesgo y de la peligrosidad del sitio de emplazamiento, es decir, de la probabilidad de ocurrencia de un sismo de cierto tamaño en un período de tiempo y área determinada.

Riesgo sísmico: es una función que define el grado esperado de pérdidas en una estructura o grupo de estructuras sometidas a la acción sísmica, durante un período de exposición. El riesgo sísmico es función del riesgo sísmico específico y del valor de la estructura o elemento en riesgo. El valor está referido al valor económico, social, financiero, etc.

Vulnerabilidad: se entiende como la predisposición intrínseca de una estructura o grupo de estructuras a sufrir daño ante la ocurrencia de un evento sísmico. La vulnerabilidad de las construcciones depende de las características propias de cada estructura, por lo que es una propiedad intrínseca del sistema, es a la vez dependiente de la forma en cómo hayan sido diseñadas las estructuras, pero independiente de la peligrosidad sísmica del sitio donde estén ubicadas.

Peligrosidad sísmica: se entiende como la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área determinada de un sismo.

Valor de los elementos: es igual a la suma de los costos directos e indirectos. Los costos directos están relacionados con el valor de los daños estructurales y no estructurales, mientras que los

costos indirectos relacionados con los daños indirectos pueden ser del tipo sociológico, social, de comunicación, de transporte o por pérdida de tiempo en procesos de producción, ventas y distribución.

El riesgo sísmico específico matemáticamente se obtiene mediante la operación de convolución entre la peligrosidad sísmica y la correspondiente vulnerabilidad de la estructura como indica la siguiente expresión:

$$S = H \otimes V \quad (1.1)$$

Una vez hallado el valor del riesgo sísmico específico, se puede calcular el riesgo sísmico propiamente dicho realizando la convolución entre el riesgo sísmico específico y el valor de todos los elementos en riesgo como:

$$R_S = S \otimes V_E \quad (1.2)$$

En base a las definiciones anteriores, y a las expresiones (1.1) y (1.2) (1.1) puede interpretarse que para disminuir el riesgo sísmico en una zona es necesario disminuir la peligrosidad sísmica, la vulnerabilidad y por último disminuir el valor de las estructuras.

Se sabe que la peligrosidad o amenaza sísmica de un sitio determinado no puede modificarse por ser un fenómeno natural, por lo tanto, si se tratase de proyectos de obras nuevas se puede buscar mejorar las condiciones del suelo soporte para evitar efectos de amplificación de ondas sísmicas, o la ubicación de las mismas en sitios óptimos en cuanto sea posible, por ejemplo alejados de fallas activas, evitar los rellenos, lugares con posibles deslizamientos y los de alto potencial de licuefacción. En cuanto a las estructuras existentes, si se desea disminuir el riesgo, se requiere una intervención directa sobre la vulnerabilidad estructural (Gómez, Barbat y Oller 2000).

1.2.2. Métodos de evaluación de la vulnerabilidad.

Como primer paso en un procedimiento de rehabilitación, es necesario evaluar la vulnerabilidad de los puentes.

Existen diversos procedimientos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes, desde los métodos de clasificación, inspección o puntaje (asignación de valores de cuantificación a diferentes características), a los que obtienen la vulnerabilidad a partir de determinaciones analíticas, a partir de estimaciones experimentales, y también se obtiene la vulnerabilidad a partir de métodos estadísticos. La aplicación de cada uno de ellos depende del costo general y de los datos disponibles para poder llevar a cabo la metodología.

Los procedimientos o métodos de evaluación de la vulnerabilidad en construcciones se clasifican de distintas maneras según los autores. Por ejemplo Petrini y Corsanero (Dolce *et al.* 1994 y Dolce 1997) clasifican conforme a la técnica empleada, Dolce (Dolce 1997) en cambio, para la clasificación de los métodos tiene en cuenta los datos de entrada, la metodología utilizada y la salida o resultado. A continuación se describen los dos tipos de clasificación mencionados.

1.2.2.1. Conforme a la técnica empleada.

Conforme a la técnica empleada para obtener la vulnerabilidad, las metodologías se agrupan en técnicas directas, indirectas, convencionales e híbridas.

Técnicas directas: permiten predecir en una sola etapa el daño causado por un sismo dado. Dentro de las técnicas directas se destacan los métodos denominados *tipológicos* y los *mecánicos*.

Los *métodos tipológicos* consideran a las construcciones como elementos de clases, definidas por materiales, técnicas empleadas o por cualquier otro factor que afecte la respuesta sísmica de la estructura. Estos métodos son válidos en un sentido estadístico y no pueden ser aplicados a construcciones individuales, dependen fundamentalmente de las características de base de datos y por informes técnicos pasados del comportamiento estructural. A partir de esta información se seleccionan grados de vulnerabilidad cualitativa como, por ejemplo, daño moderado, daño mayor, colapso. En el caso de los modelos tipológicos de obtención de la vulnerabilidad de puentes se incluyen como parámetros a variables tales como: año de construcción, longitud de vanos entre pilas, tipo de suelo de soporte, tipo de material de composición y/o tipo de cimentación.

Los *métodos mecánicos* predicen los efectos de acciones externas por medio de modelos estructurales. Generalmente se utilizan modelos estructurales muy simples, como por ejemplo, los sistemas de un grado de libertad con ductilidad limitada. El daño obtenido con los métodos mecánicos puede ser expresado mediante un índice, a menudo a través de la relación entre la deformación plástica desarrollada en el modelo y la capacidad de deformación máxima, mientras que la acción sísmica es caracterizada por su aceleración máxima.

Técnicas indirectas: determinan un índice de vulnerabilidad en un primer paso, obteniendo en un segundo paso la relación entre daño y tamaño del sismo.

Técnicas convencionales: introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción del daño. Se usan básicamente para comparar la vulnerabilidad relativa de diferentes construcciones ubicadas en áreas de igual sismicidad. Los índices resultantes de estos métodos son una medida relativa de la vulnerabilidad en un área.

Técnicas híbridas: combinan elementos de los métodos previos con la opinión de expertos.

1.2.2.2. Conforme a los tipos de entrada, método y salida.

Este tipo de clasificación examina por separado cada uno de los tres pasos fundamentales que caracterizan el camino metodológico y a partir de esto se califican los métodos de análisis de la vulnerabilidad. Los tres pasos fundamentales se refieren a la entrada, la metodología y el tipo de salida. Los resultados se expresan mediante vulnerabilidad absoluta (funciones de vulnerabilidad, curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño) o relativa (índices de vulnerabilidad).

Técnicas tipológicas directas: usan como entrada, daños sísmicos, características cualitativas y geométricas de las estructuras, emplean técnicas estadísticas y expresan los resultados en forma de la vulnerabilidad absoluta.

Técnicas mecánicas directas: requieren como entrada las características mecánicas, utilizan métodos mecánicos y obtienen como resultado la vulnerabilidad absoluta.

Las técnicas convencionales: requieren como dato de entrada las características geométrico-cualitativas, está basado en la opinión de expertos como método y el resultado obtenido es lo que se denomina como vulnerabilidad relativa.

Las técnicas indirectas: usan como entrada de datos los daños sísmicos, cualitativos y geométricos, al igual que los métodos directos; pero, en este caso, las características cualitativas son tratadas para obtener un índice de vulnerabilidad relativa (como en las técnicas convencionales) y la relación entre daño, vulnerabilidad e índice de intensidad. Se obtiene como resultado la vulnerabilidad absoluta.

1.2.3. Índices de vulnerabilidad.

Considerando la escasa documentación técnica disponible, que no existen inspecciones después de la ocurrencia de sismos (permiten obtener correlaciones de daño para sistemas estructurales similares), y que los mantenimientos o controles de rutina son escasos o nulos en la mayoría de los casos de los puentes construidos en el país; las metodologías que pueden aplicarse para obtener la vulnerabilidad a los puentes quedan condicionadas por la información disponible. En función de la información real disponible de los puentes, se estudiaron algunas metodologías posibles para poder definir la vulnerabilidad relativa de los puentes, con el objeto principal de identificar de manera rápida las estructuras con mayores deficiencias sísmicas y, adoptar finalmente una de ellas para nuestro país de modo que pueda adaptarse a las necesidades propias. Es muy importante que la metodología adoptada sea práctica y de fácil implementación.

Las metodologías para determinar el índice de vulnerabilidad consideran tres grupos de parámetros principales de los que se cuenta con algún tipo de información, estos son: parámetros estructurales, importancia del puente en la red de transporte y por último, las características de cimentaciones y del suelo circundante de los mismos. Las técnicas consisten en la asignación subjetiva de factores de peso a diferentes parámetros que caracterizan el comportamiento sísmico de las estructuras, para totalizar en un valor global representativo de su fragilidad. Estos métodos son definidos como técnicas híbridas, que en este caso resulta de una mezcla de métodos convencionales e indirectos según las definiciones dadas la sección 1.2.2.

A continuación se presentan tres de los métodos analizados para la obtención del índice de vulnerabilidad para puentes, los dos primeros se encuentran desarrollados en el trabajo de Gómez, Barbat y Oller (2000), mientras que el tercero corresponde al índice de vulnerabilidad determinado con la metodología presente el manual FHWA (2006), que coincide en principios con el procedimiento del ATC-6-2 (1983).

1.2.3.1. Modelo de Pezeshk *et al.*

Pezeshk *et al.* propusieron una metodología de rehabilitación o refuerzo sísmico de puentes, en cuya evaluación preliminar sugieren un modelo indirecto de evaluación de la vulnerabilidad a partir de un inventario de las estructuras analizadas.

En el modelo se consideran los tres grupos de parámetros (estructurales, importancia, suelo de fundación) y cada grupo es dividido en distintos sub-parámetros que reflejan su influencia en el comportamiento sísmico de la estructura. En el método se otorgan 100 puntos como máximo, de los cuales 50 se distribuyen en los diferentes parámetros estructurales, 20 para la importancia, y 30 para las características de cimentación.

Los parámetros estructurales consisten en el tipo de superestructura, número de juntas de expansión, tipo de apoyos, alineamiento del puente, año de construcción, clasificación, altura de las pilas y la longitud de soporte mínima en pilas y en estribos.

En cuanto a la importancia, los parámetros considerados consisten en el tráfico diario promedio y la longitud de retorno.

Por último, las características del sitio consideran al perfil del suelo, el potencial de licuefacción y la altura de los estribos.

El índice de daño se obtiene por la suma de todos los puntos concedidos a los parámetros de interés. Un puente con 0 puntos representa un puente estructuralmente perfecto y aquel con 100 puntos, uno sin resistencia sísmica alguna. Si la estructura a ser analizada ha sido reforzada por algún daño sísmico previamente a la aplicación del método, se le restan 5 puntos a los indicados anteriormente. Los autores de este método suponen a todas las estructuras analizadas localizadas dentro de la misma región sismológica, y por lo tanto, sometidas a las mismas categorías de peligrosidad sísmicas, por lo que no se estima ningún parámetro para este aspecto.

1.2.3.2. Modelo de Seong Kim.

Al igual que el modelo anterior, la propuesta de Kim consideró que para la aplicación de su método es necesario sólo la información proveniente de inventarios e inspecciones de los puentes. La propuesta de Kim identifica los grados de vulnerabilidad de la estructura mediante un grupo de 12 parámetros generales, dentro de los que se incluyen estimaciones del tamaño del sismo, condiciones estructurales y evaluación del suelo soporte.

Los parámetros del modelo son: la aceleración máxima del suelo (X_1), especificaciones de diseño (códigos de diseño implantados en épocas diversas en los Estados Unidos) (X_2), Tipo de superestructura (X_3), forma de la superestructura (X_4), articulaciones internas (X_5), tipo de pila (X_6), tipo de cimentación (X_7), material de la subestructura (X_8), irregularidad estructural (X_9), condiciones de suelo (X_{10}), licuefacción (X_{11}) y longitud de apoyos (X_{12}).

En el modelo se asignan valores de 1 a 4 a cada uno de los 12 parámetros que lo componen. Y conocidos los valores de los parámetros de interés del modelo estadístico, el autor divide a estos

en dos clases, una clase lineal y la otra no lineal. Para el modelo lineal, se define el grado de daño o índice de daño como:

$$Y_i = \sum \beta_i X_i + C \quad (1.3)$$

Donde:

- Y_i Es el índice de daño o de riesgo;
- X_i Valores de los parámetros que definen la vulnerabilidad del puente, y β_i y C constantes del modelo.

Los parámetros de mayor importancia en la metodología, por orden decreciente son: la aceleración máxima del suelo, el efecto de licuefacción, las especificaciones de diseño y las longitudes soporte mínimas. Entre ellos suman el 71% del total, lo que representa prácticamente 3/4 partes de la contribución total de los parámetros.

En el segundo modelo propuesto por Kim, el denominado como no lineal, se determina el índice de riesgo a través de la siguiente ecuación:

$$Y_i = X_1 [\sum \beta_i X_i] \quad (1.4)$$

Donde los parámetros de la ecuación (1.4) son los mismos definidos para el modelo lineal. De esta expresión puede notarse que el primer factor es considerado de gran importancia. Y al igual que en el modelo lineal, son estimados rangos cualitativos de valores. Cinco son las categorías utilizadas para describir cualitativamente la extensión del daño en la estructura, estas son: sin daño, daño menor ($Y_i < 1.5$), daño moderado ($1.5 \leq Y_i < 2.5$), daño severo ($Y_i \geq 2.5$) y colapso.

Para validar su modelo, Kim determinó los índices de daño para el modelo lineal y el no lineal a 20 puentes no considerados en la elaboración de ambos modelos. Los resultados de este proceso de calibración cayeron en el intervalo 76% - 81%, válido conforme al juicio del modelador. Finalmente, Kim demostró que el modelo no lineal conduce a predicciones del daño sustancialmente mejores que las obtenidas en el modelo lineal.

1.2.3.3. Metodología del FHWA – MCEER

Esta metodología continúa los lineamientos del procedimiento del ATC 6-2, que fue uno de los primeros procedimientos para definir la vulnerabilidad sísmica de puentes que desarrolló el Applied Technology Council en el año 1983, con el objetivo de que éste fuera el paso inicial en la toma de decisiones de las medidas de rehabilitación en puentes.

Este procedimiento aplica técnicas clasificadas como híbridas, resultado de la combinación de técnicas indirectas y convencionales para obtener un índice de vulnerabilidad.

Aunque el comportamiento de un puente está basado en la interacción de todos sus componentes, ciertos componentes son más vulnerables a sufrir daños que otros. Estos son:

-
- Conexiones, apoyos y anchos de soportes.
 - Pilas, columnas y fundaciones.
 - Estribos.
 - Suelos.

De todos estos, las conexiones, apoyos e inadecuadas longitudes de soporte de la superestructura son las razones más comunes de fallas de puentes y además las de menor costo de reparación. Por esta razón, la vulnerabilidad de esos componentes se calcula de manera separada del resto de la estructura, obteniéndose un índice V_1 .

La vulnerabilidad de los elementos de la subestructura y suelo de fundación, se determina a partir de la suma de tres índices. Se obtiene un índice de vulnerabilidad de columnas IVC, un índice de vulnerabilidad de los estribos IVE y un índice de vulnerabilidad debido al fenómeno de licuefacción IVL, y finalmente se calcula el índice de vulnerabilidad de la subestructura y del suelo de fundación como la suma de los tres valores mencionados, $V_2 = IVC + IVE + IVL$.

El índice de vulnerabilidad global de la estructura, V , resulta el mayor entre V_1 y V_2 .

La determinación de estos índices requiere considerable juicio ingenieril. El valor hallado del índice de vulnerabilidad adopta valores entre 0 y 10, en general, un valor nulo significa una estructura de baja vulnerabilidad, un puente con 5 puntos tiene moderada vulnerabilidad o una alta posibilidad de pérdida de función, y un valor de 10 significa una mayor probabilidad de colapso.

1.2.3.4. Selección de metodología

Al ser uno de los objetivos de la tesis proponer una metodología de análisis preliminar que pueda llevarse a cabo a nivel nacional, se tuvieron en cuenta algunas de las ventajas y desventajas de cada método de evaluación preliminar con respecto a la información disponible, y la situación actual de los puentes locales en cuanto a deficiencias.

Básicamente, el método propuesto por Pezeshk *et al.* fue pensado para puentes y procesos de construcción de los Estados Unidos, y no considera algunas de las deficiencias de los puentes locales. Por otro lado, el modelo de Kim utiliza unas constantes que no se conoce el procedimiento de selección y, aunque se supone que estos valores están relacionados con ajustes estadísticos entre los resultados del modelo e informes de daños en puentes tomados como referencias, condiciona su uso a los tipos de puentes de referencia para los cuales se creó el modelo.

En cuanto a la metodología del FHWA puede decirse que aunque requiere bastante juicio ingenieril en la aplicación, la misma incluye a las deficiencias presentes en los puentes, como por ejemplo el escaso confinamiento de armadura transversal, empalmes de armadura principal en zonas de rótulas plásticas, deficiencias de las fundaciones y del suelo soporte. A partir de esto, y además como se enmarca dentro del procedimiento general de rehabilitación de puentes existentes basados en el desempeño estructural (Capítulo 2), se consideró oportuno adoptar como metodología de estudio.

1.3. Objetivos generales de la tesis

El objetivo general de esta Tesis de Maestría es adaptar una metodología de evaluación de la vulnerabilidad y de la capacidad sísmica de puentes construidos en la República Argentina con o sin prevención sísmica.

Con esta metodología se pretende cuantificar el nivel de vulnerabilidad y la capacidad de este tipo de estructuras, identificando cuantitativa y cualitativamente el nivel de daño que podría alcanzar ante sismos de diferentes niveles y a partir de allí, formular criterios para disminuir la vulnerabilidad a través de la rehabilitación de la estructura existente. El estudio de la vulnerabilidad estructural, en primer lugar, y la valoración de la capacidad sísmica de puentes ubicados en regiones sísmicamente activas, son las dos etapas fundamentales en un procedimiento para detectar falencias y posibles estrategias de rehabilitación.

1.4. Descripción de la tesis

En el Capítulo 1, se comenta la motivación del estudio y elaboración de la tesis. Se introducen los conceptos fundamentales en el estudio del riesgo sísmico y mitigación de daños. También se presentan algunos criterios y clasificaciones de metodologías para evaluar la vulnerabilidad de puentes existentes mediante técnicas híbridas, y por último, los objetivos generales de la tesis.

En el Capítulo 2 se describe el procedimiento general de rehabilitación sísmica de puentes de carretera del FHWA basado en el desempeño estructural, que incluye el análisis preliminar, la evaluación detallada, y el estudio de la rehabilitación propiamente dicha.

En el Capítulo 3 se presenta la metodología de la primera etapa del estudio de rehabilitación, es decir el análisis preliminar y la priorización de los puentes. Se describe paso a paso la obtención de los índices de vulnerabilidad, de peligro sísmico y de rehabilitación.

En el Capítulo 4 se describen las características de cinco puentes ubicados sobre la Avenida Circunvalación de la ciudad de San Miguel de Tucumán, a los que se les aplica la metodología de evaluación preliminar y priorización para dos niveles de sismos. Finalmente se escoge al de mayor vulnerabilidad estructural para llevar a cabo un estudio más detallado que permita determinar su capacidad sísmica.

En el Capítulo 5 se presentan dos métodos correspondientes a la segunda etapa del procedimiento de rehabilitación, esto es, la evaluación detallada de los puentes. Se presenta el método denominado como C: Capacidad / Demanda de componentes, y el D1: Método del espectro de capacidad.

En el Capítulo 6 se evalúa sísmicamente al puente ubicado sobre las vías del Ferrocarril Mitre (resultó ser el más vulnerable sísmicamente en la etapa preliminar) con los dos métodos desarrollados en el Capítulo 5, también se presentan los resultados obtenidos con el método del espectro de capacidad aplicado a los cuatro puentes restantes. Se determinan elementos frágiles, deficiencias constructivas y estructurales que justifican una investigación de la estrategia de rehabilitación para mejorar el desempeño sísmico de los puentes.

En el Capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones para futuras investigaciones.

En la parte final de se encuentran tres anexos:

En el Anexo 1 se presentan los resultados de la obtención de los denominados Sismos Menor y Mayor, necesarios para el proceso de rehabilitación basado en desempeño.

El Anexo 2 se presenta un modelo de inventario de puentes para recolectar información pertinente al estudio de vulnerabilidad, se resumen las tablas necesarias para determinar la Categoría Sísmica de Rehabilitación, y también se presentan unos diagramas que sirven de ayuda para obtener el índice de Vulnerabilidad total de un puente.

En el Anexo 3 se incluyen los planos generales de los cinco puentes estudiados, y los planos detallados del par de puentes ubicados sobre el Ferrocarril Mitre.

2

METODOLOGIA GENERAL DE REHABILITACION

2.1. Introducción

Los puentes de hormigón que se construyeron en nuestro país, se hicieron en base a dos normativas vigentes hasta la fecha, la primera de ellas es la denominada: *Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado* (Administración General de Vialidad Nacional, 1951), que tiene en cuenta solo cargas gravitatorias, y la *Norma Antisísmica Argentina* (INPRES, 1980) que considera la acción sísmica en estructura de puentes. Las dos normativas están desactualizadas en cuanto a los conocimientos y técnicas empleadas en el diseño sísmico de puentes actuales, y ninguna hace referencia alguna a la rehabilitación de estructuras existentes.

Cuando se redactaron ambos reglamentos, se desconocía de los daños estructurales y las pérdidas económicas ocasionadas por sismos tales como el de Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Taiwan (1999), Washington (2000), Chile (2010), entre otros. Los daños ocasionados en los puentes en zonas de diferentes peligrosidades sísmicas son muy variados. Para el caso particular del sismo de Northridge, el comportamiento de los puentes durante el sismo indica que muchos de los daños ocasionados en las estructuras podrían haberse evitado siguiendo las normativas actuales del diseño (Lou y Cheng 1996).

Por lo antes mencionado, es posible que los puentes construidos en nuestro país en regiones sísmicamente activas, teniendo en cuenta previsiones sísmicas obsoletas o en el peor de los casos sin consideración alguna, puedan llegar a ser inadecuados para soportar cargas sísmicas, y por lo tanto, sufrir daños estructurales e inclusive colapsar ante un sismo futuro. Para evitar este tipo de problemas en las redes de transporte nacional es preciso disminuir el riesgo sísmico en las estructuras. Para ello es necesario en principio identificar cuáles son las más comprometidas o susceptibles desde el punto de vista sismorresistente, e iniciar un estudio para disminuir el riesgo.

La rehabilitación o refuerzo sísmico es el método comúnmente empleado para incrementar la capacidad y mitigar el riesgo; sin embargo, incrementar la resistencia de una estructura deficiente es a veces más complicado e incluso más caro que proveer adecuada resistencia al momento de diseñar una estructura nueva. Por lo tanto, el costo de la rehabilitación se vuelve el factor principal en el proceso, y puede llegar a ser tan alto que se opte por construir un puente nuevo o, simplemente aceptar el riesgo y no hacer nada al respecto.

El procedimiento de rehabilitación sísmica, en general, es dividido en tres pasos principales: evaluación preliminar, evaluación detallada y diseño de las medidas de refuerzo.

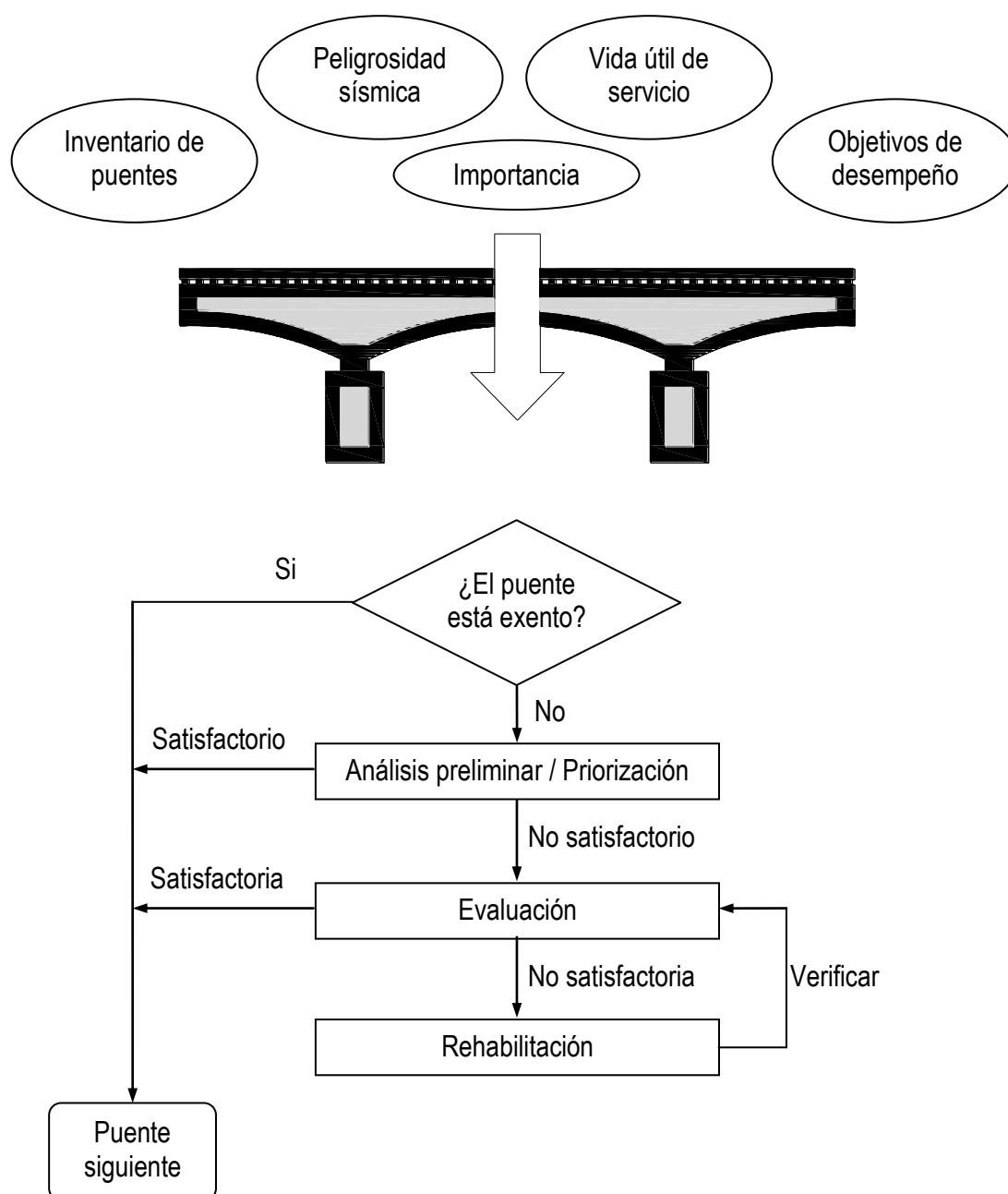


Figura 2.1. Descripción general del proceso de rehabilitación para puentes carreteros.

La **Figura 2.1** muestra esquemáticamente el procedimiento general de rehabilitación sísmica de puentes carreteros que es utilizada en el manual de la FHWA (FHWA, 2006).

La metodología está basada en el criterio de diseño por desempeño sísmico.

2.2. Criterio del diseño por desempeño

En los países donde existe normativa para el diseño de puentes bajo acción sísmica, caracterizan la misma a través del llamado *Sismo de Diseño* (475 años de periodo de recurrencia).

El objetivo principal de la filosofía de diseño para un único nivel de sismo es evitar el colapso. Es decir que los puentes y sus componentes que se diseñan para resistir las fuerzas sísmicas, y además son construidos con detalles de acuerdo a las especificaciones, ante la ocurrencia del *Sismo de Diseño* pueden sufrir daños, pero deben tener una baja probabilidad de colapso. Además, este criterio de diseño supone que los terremotos de pequeña y moderada intensidad son resistidos por la estructura dentro del rango elástico sin daños significativos (Gates y Buckle, 1991).

Sin embargo, el colapso y severos daños que dejaron fuera de servicio numerosos puentes luego de la ocurrencia de varios terremotos, ponen de manifiesto que las normativas actuales no garantizan el adecuado funcionamiento de los puentes, ya que sismos mayores al de diseño pueden causar la inestabilidad e inclusive el colapso del puente, ocasionando pérdidas de vidas humanas y económicas muy importantes y, que sismos menores y más frecuentes al de diseño pueden producir daños importantes. De ahí la necesidad de definir otros niveles de sismos tanto para el diseño de puentes nuevos, como para el estudio de rehabilitación de puentes existentes.

Con este objetivo se utiliza el criterio de diseño sísmico por desempeño para hacer frente a las necesidades de contar con diferentes comportamientos ante sismos diferentes (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007).

En los párrafos siguientes se presenta la metodología de rehabilitación basada en el desempeño estructural de los puentes para dos niveles de sismos.

2.3. Procedimiento de rehabilitación basado en desempeño

Como se indica en la **Figura 2.1**, para iniciar el procedimiento de rehabilitación de un conjunto de puentes se debe tener un inventario de estos con información precisa, en los que se indiquen datos fundamentales como ser: nombre del puente, ubicación, geometría, tipo de superestructura y subestructura, apoyos, suelo de fundación, etc. Con este inventario se pueden conocer por ejemplo: las características estructurales, sismicidad y condiciones de suelo de cada puente.

Un modelo de inventario, con información para iniciar el estudio se presenta en el Anexo 2.

Para cada uno de los puentes se deben conocer los requisitos mínimos a tener en cuenta en el proceso de rehabilitación, es decir: análisis preliminar, evaluación detallada y medidas de rehabilitación si fuera necesario. Estos requisitos dependen de la Categoría Sísmica de Rehabilitación (CSR) de cada puente, que se obtiene fijando los niveles de desempeño (a partir de la vida útil de servicio, la importancia de la estructura y el nivel de sismo considerado) y determinando cual es la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento.

En este procedimiento, los objetivos de desempeño se fijan para dos categorías de importancia (puente estándar o esencial), tres categorías de vida de servicio y dos niveles de sismos (Sismo

Menor y Mayor). La peligrosidad sísmica en el sitio de emplazamiento se obtiene a partir de la intensidad del movimiento sísmico y factores geotécnicos.

2.3.1. Objetivos de desempeño

2.3.1.1. Importancia del puente

Hallar un índice de importancia es una práctica común en otros países con el objeto de priorizar la utilización de recursos en el refuerzo de estructuras deficiente. Las metodologías propuestas son función de la asignación de un índice de importancia, cuyo parámetros de caracterización incluyen por ejemplo al volumen de tráfico, la longitud de retorno, la presencia o ausencia de instalaciones y alguna forma de clasificación funcional (ej. ruta de emergencia y/o ruta de defensa). Pocas de las metodologías hasta ahora propuestas, consideran aspectos del tipo socio-económicos que afectan directamente a la importancia (Gómez, Barbat y Oller, 2000). En la metodología adoptada, y a los efectos de la rehabilitación sísmica, los puentes se clasifican de manera subjetiva en dos grandes grupos: *puentes esenciales* y *puente estándares*.

Puentes esenciales: son aquellos que deben mantener su funcionalidad después de un terremoto, es decir que atraviesan rutas cuyo tránsito debe estar habilitado inmediatamente después del suceso. Esta clasificación es netamente subjetiva, pero algunos casos de puentes que deben clasificarse *Esenciales* son:

- Puentes que proporciona acceso a los servicios de emergencias.
- Puentes que atraviesan o conducen líneas eléctricas, cañerías de suministro de agua, gas, etc.
- Puentes cuya pérdida generaría un gran impacto económico en la región.

Todos los demás puentes que no satisfacen las condiciones anteriores son clasificados como puentes *Estándares*.

2.3.1.2. Vida útil de servicio

La vida útil real de un puente es difícil de cuantificar y depende de muchos factores, pero las normativas adoptan valores estimados dentro de un amplio rango. El sismo de diseño, por lo general tiene una probabilidad de un 10% de ser superado en un período de 50 años (valor estimado de la vida útil). Durante el desarrollo de la especificación AASHTO LRFD a mediados de los años noventa, la vida promedio del puente de carretera fue revaluada a 75 años (AASHTO, 1998). Este último valor se utiliza en la metodología para los puentes carreteros.

En la presente metodología se consideran tres categorías de vida útil de servicio, dependiendo de la edad del puente; una categoría que incluye a los puentes antiguos con poca vida útil de servicio, otra que considera a los puentes nuevos o casi nuevos con una vida útil remanente grande y, una tercera categoría intermedia.

Rehabilitar un puente viejo con una vida útil de servicio inferior a los 15 años no resulta conveniente, ya que la estructura está próxima a cumplir su ciclo de funcionamiento y no se justifica invertir en procedimientos de rehabilitación. Por lo tanto a este tipo de estructuras se le

asigna la menor categoría sísmica de rehabilitación (Categoría Sísmica de Rehabilitación A, Sección 2.3.3)

En la **Tabla 2.1** se indican las tres categorías mencionadas, desde los puentes más antiguos con VUS 1, a los más nuevos con VUS 3.

Tabla 2.1. Categorías de vidas de servicios.

Categoría de vida útil	Vida útil de servicio
VUS 1	0 – 15 años
VUS 2	16 – 50 años
VUS 3	Mayor a 50 años

2.3.1.3. Niveles de sismos

Los objetivos de desempeño estructural se fijan para dos niveles de sismos definidos como:

Sismo Menor: Tiene un 50% de probabilidad de ocurrencia en un período de 75 años, esto corresponde a un período de retorno promedio de unos 100 años.

Sismo Mayor: Tiene un 7% de probabilidad de ocurrencia en un período de 75 años, corresponde a un período de retorno promedio de unos 1000 años.

2.3.1.4. Niveles de desempeño

Conocida la importancia, y la vida útil de servicio, se fijan los niveles de desempeños del puente para los dos niveles de sismos.

El comportamiento de la estructura depende del nivel de la demanda, por lo tanto los objetivos de desempeño se fijan en función de la demanda. Para puentes, se definen cuatro niveles de performance o desempeño (estados límites de daño) como sigue:

Nivel de Desempeño 0 (ND 0): No se recomienda ningún nivel mínimo de desempeño.

Nivel de Desempeño 1 (ND 1): *Seguridad de vida.* Se asegura únicamente la vida, pero el daño permanente sufrido por el puente es significativo durante un terremoto y el servicio es interrumpido. El puente puede necesitar ser reemplazado después de un gran sismo.

Nivel de Desempeño 2 (ND 2): *Operacional.* Después de ocurrido el sismo, el daño permanente es mínimo y todo el servicio para los vehículos de emergencia puede estar disponible después de una inspección y limpieza de escombros. El puente debe ser reparado con o sin restricción del tráfico.

Nivel de Desempeño 3 (ND 3): *Totalmente operacional.* Después del sismo, el daño permanente es despreciable. Todo el servicio está disponible para todos los vehículos después de la inspección y limpieza de escombros. Cualquier daño es reparable sin interrupción del tráfico.

En los criterios de desempeño definidos anteriormente se utilizan tres niveles de daño:

Daño despreciable: incluye evidencia de movimientos, y/o daño menor en componentes no estructurales, pero no muestra pruebas de respuesta inelástica en miembros estructurales o deformaciones permanentes de ningún tipo.

Daño mínimo: incluye respuesta inelástica menor y pequeñas fisuras de flexión en el hormigón. Las deformaciones permanentes no son evidentes y las reparaciones se pueden llevar a cabo sin condiciones de emergencia, con la excepción de las juntas de expansión de la superestructura que pueden necesitar ser reemplazadas.

Daño significativo: incluye grietas, fisuras permanentes, fluencia de la armadura y grandes desprendimientos del hormigón, para este nivel de daño puede ser necesario el cierre del puente por reparación. Puede ser necesaria la sustitución total o parcial de las columnas. Las vigas pueden descalzarse de sus apoyos pero los tramos no colapsan. De manera similar, las fundaciones no están dañadas excepto para el caso en que se produzcan deslizamientos laterales por el fenómeno de licuefacción, en cuyo caso las deformaciones inelásticas en las pilas pueden ser evidentes.

Hay que tener en cuenta que el nivel de desempeño del puente después de un sismo puede ser especificado por el propietario. Por ejemplo, para el caso de un puente extremadamente importante, es necesario que no queden daños permanentes y todos los servicios estén disponibles para todo el tráfico inmediatamente después del terremoto sin necesidad de reparación alguna.

Los niveles mínimos de desempeño recomendados de acuerdo al nivel de sismo, la importancia del puente y la categoría de vida útil se dan en la **Tabla 2.2**.

Tabla 2.2. Niveles mínimos de desempeño para puentes rehabilitados.

Sismo	Importancia y categoría de vida útil de servicio del puente					
	Estándar			Esencial		
	VUS 1	VUS 2	VUS 3	VUS 1	VUS 2	VUS 3
Menor	ND 0 ¹	ND 3	ND 3	ND 0 ¹	ND 3	ND 3
Mayor	ND 0 ¹	ND 1	ND 1	ND 0 ¹	ND 1	ND 2

1. Los puentes para los cuales se asigna un nivel de desempeño ND 0 tienen una vida útil de 15 años o menos y son candidatos al reemplazo o rehabilitación.

2.3.2. Nivel de peligro sísmico

El nivel de peligro sísmico en el sitio de emplazamiento de un puente se determina a partir de las ordenadas del espectro elástico de pseudoaceleraciones en los períodos de $T = 0.2\text{seg}$ y $T = 1.0\text{seg}$.

2.3.2.1. Clasificación del sitio de emplazamiento del puente

El sitio de emplazamiento se clasifica en seis categorías según las características de los suelos comprendidos en una profundidad 30m desde la superficie de terreno natural (INPRES-CIRSOC 103,2008).

La clasificación se basa en la velocidad media de la onda de corte V_{sm} . A los efectos de la clasificación del sitio es suficiente la evidencia geológica, la información existente de estudios preliminares o de los realizados con motivo de la construcción en estudio. Es aceptable utilizar la correlación entre la velocidad de la onda de corte y el ensayo de penetración estándar (SPT) o la resistencia al corte no drenada.

Tabla 2.3. Clasificación del sitio de emplazamiento del puente.

Tipo Espectral	Sitio	Descripción del perfil de suelos	Propiedades promedio del suelo		
			Velocidad media de onda de corte V_{sm} [m/s]	Ensayo de penetración estándar $[N_{SPT}]$	Resistencia al corte no drenado S_{um} [kPa]
Tipo 1	S_A	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	S_B	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada < 3m.	760 a 1500	-	-
	S_C	Formación de roca blanda o meteorizada que: No cumple con S_A y S_B . Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo preconsolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	S_D	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	S_E	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	<50
S_F		Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.			

Los suelos del tipo S_F que requieren evaluación específica son:

- Suelos vulnerables o propensos a falla, pérdida de la capacidad portante o colapso bajo acciones sísmicas.
- Suelos potencialmente licuables.
- Arcillas altamente sensitivas, suelos colapsibles débilmente cementados.
- Turbas o arcillas altamente orgánicas de más de 3m de espesor.

- Arcillas de muy alta plasticidad con espesores mayores a 8m e índice plástico mayor que 75.
- Arcillas de media o baja rigidez de espesores mayores a 15m.
- Suelos expuestos a inestabilidad de taludes, laderas o terraplenes.

2.3.2.2. Espectros de respuesta para Sismos Menor y Mayor

Los espectros de respuesta de las pseudoaceleraciones se establecen para cada zona sísmica y tres tipos diferentes de suelo. El territorio nacional se divide en cinco zonas sísmicas de acuerdo a la peligrosidad sísmica de la región. La **Tabla 2.4** indica el nivel de peligrosidad sísmica asignado a cada zona y el mapa de la **Figura 2.2** indica la zonificación. La zonificación sísmica está definida por su aceleración efectiva en suelo tipo S_B .

Tabla 2.4. Peligrosidad sísmica de la República Argentina según zonas sísmicas.

Zona sísmica	Peligrosidad
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

En la **Tabla 2.5** se encuentran especificados los parámetros utilizados para obtener las pseudoaceleraciones del Sismo Menor, y en la **Tabla 2.6** los correspondientes al Sismo Mayor. El procedimiento de cómo obtener estos parámetros puede consultarse en el Anexo 1 de esta tesis.

Tabla 2.5. Parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones del Sismo Menor.

Sismo Menor	Tipo Espectral	ZONA SISMICA							
		1		2		3		4	
		$a_s = 0.0226$		$a_s = 0.0647$		$a_s = 0.1042$		$a_s = 0.1553$	
		C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
	1	0.0271	0.0374	0.0776	0.0997	0.1250	0.1866	0.1864	0.3083
	2	0.0361	0.0528	0.1035	0.1408	0.1658	0.2605	0.2314	0.3898
	3	0.0565	0.0770	0.1617	0.2053	0.2570	0.3831	0.3196	0.6182

Tabla 2.6. Parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones del Sismo Mayor.

Sismo Mayor	Tipo Espectral	ZONA SISMICA							
		1		2		3		4	
		$a_s = 0.1142$		$a_s = 0.2574$		$a_s = 0.4400$		$a_s = 0.4592$	
		C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
	1	0.1370	0.2140	0.2941	0.4101	0.4400	0.7700	0.4592	0.7595
	2	0.1795	0.2928	0.3308	0.4991	0.4664	0.8884	0.4780	0.8763
	3	0.2725	0.4372	0.3635	0.7839	0.3960	1.4216	0.4133	1.4022

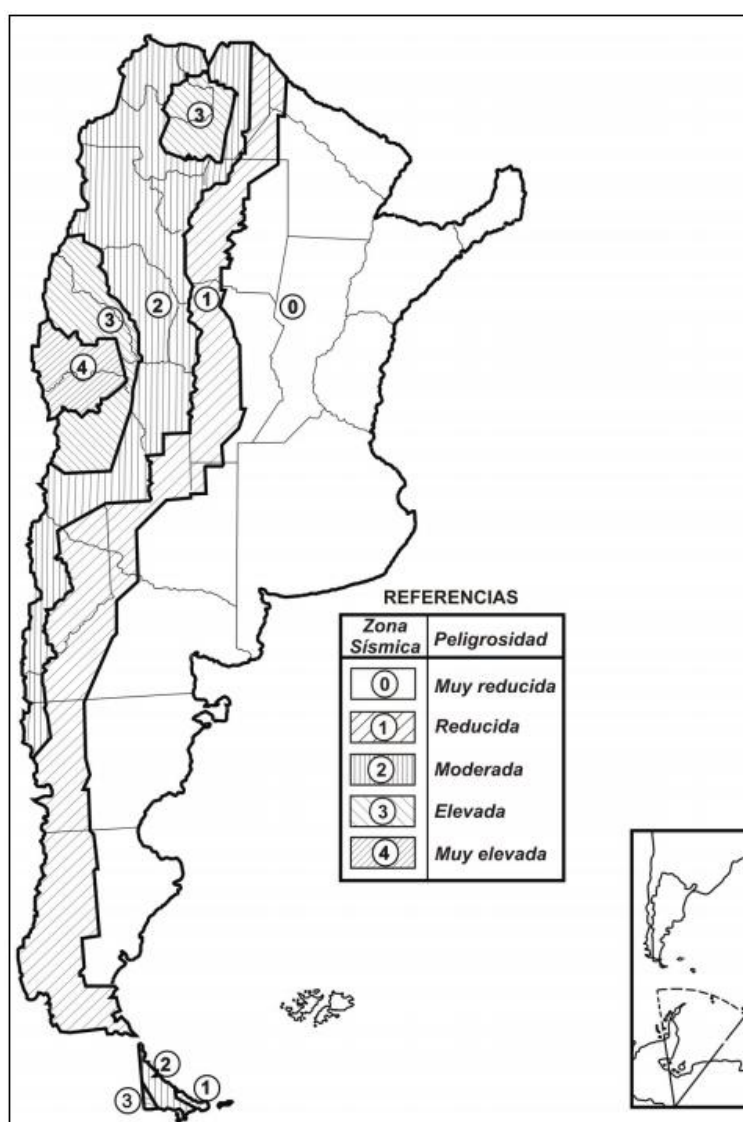


Figura 2.2. Zonificación sísmica de la República Argentina.

En las dos tablas anteriores, a_s es la ordenada al origen del espectro (aceleración máxima del suelo tipo S_B correspondiente a cada zona sísmica).

Los espectros elásticos corresponden a una relación de amortiguamiento $\xi = 0.05$. A partir de los parámetros de **Tabla 2.5**, y **Tabla 2.6**, los períodos característicos del espectro se definen en función de las siguientes expresiones:

$$T_2 = C_v / (2.5C_a) \quad (2.1)$$

$$T_1 = 0.2T_2 \quad (2.2)$$

$$T_3 = 2.5T_2 \quad (2.3)$$

Donde:

C_a, C_v Parámetros característicos del espectro.

T_1, T_2, T_3 Períodos característicos del espectro.

Las ordenadas S_a del espectro elástico de pseudoaceleraciones para acciones horizontales, se definen por las siguientes expresiones:

$$S_a = C_a \left(1 + 1.5 \frac{T}{T_1} \right) \text{ para } T \leq T_1 \quad (2.4)$$

$$S_a = 2.5C_a \text{ para } T_1 < T \leq T_2 \quad (2.5)$$

$$S_a = C_v / T \text{ para } T_2 < T \leq T_3 \quad (2.6)$$

$$S_a = C_v T_3 / T^2 \text{ para } T > T_3 \quad (2.7)$$

Al valor máximo de la pseudoaceleración, entre los períodos T_1 y T_2 se lo designa como $S_a = b$. Cuando $T = 1\text{seg}$, $S_a = C_v$.

Además, para zona sísmica 2: $S_a \geq 0.11C_a$

En las expresiones (2.1) a (2.7) las ordenadas espectrales se expresan como fracción de la aceleración de la gravedad y los períodos en segundos. Los espectros elásticos para zona sísmica 2 se presentan en **Figura 2.3** y **Figura 2.4**.

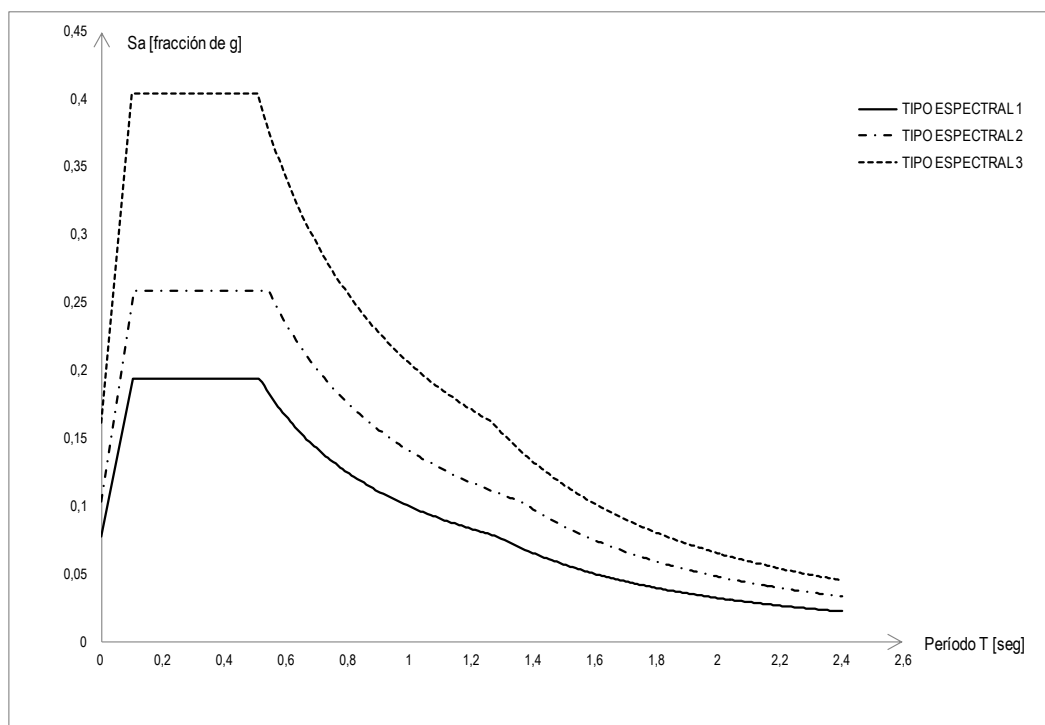


Figura 2.3. Espectro elástico de pseudoaceleraciones. Sismo Menor, amortiguamiento $\xi = 0.05$.

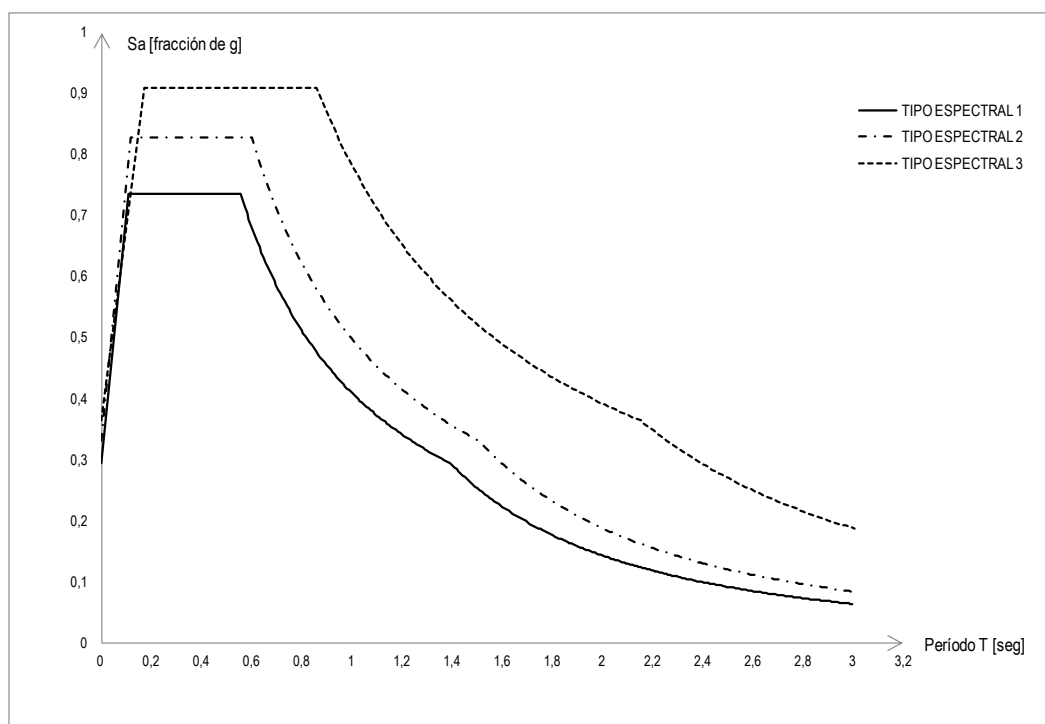


Figura 2.4. Espectro elástico de pseudoaceleraciones. Sismo Mayor, amortiguamiento $\xi = 0.05$.

2.3.2.3. Determinación del nivel de peligro sísmico

A cada puente se le asigna un Nivel de Peligro Sísmico (NPS) a partir de las ordenadas del espectro de pseudoaceleraciones en los períodos $T=0.2\text{seg}$ y $T=1.0\text{seg}$. En la **Tabla 2.7** se indican los cuatro niveles dependiendo de la sismicidad. Como se puede ver, el nivel de peligro sísmico se puede definir a partir del valor máximo de pseudoaceleración (b), o por la pseudoaceleración en el período $T = 1\text{seg}$, y se debe adoptar siempre el mayor valor del NPS en caso de que se obtengan distintos valores para el mismo puente.

Tabla 2.7. Nivel de peligro sísmico (NPS).

Nivel de Peligro Sísmico (NPS)	Utilizando $b = 2.5C_a$	Utilizando C_v
I	$b \leq 0.15$	$C_v \leq 0.15$
II	$0.15 < b \leq 0.35$	$0.15 < C_v \leq 0.25$
III	$0.35 < b \leq 0.60$	$0.25 < C_v \leq 0.40$
IV	$0.60 < b$	$0.40 < C_v$

2.3.3. Categoría sísmica de rehabilitación basada en desempeño

Las Categorías Sísmicas de Rehabilitación (CSR) se utilizan para identificar los mínimos requerimientos para el procedimiento de rehabilitación de puentes deficientes sísmicamente. Se determinan a partir de los objetivos de desempeño fijados para la estructura, y por la peligrosidad sísmica.

Las categorías son cuatro, desde A hasta D. La categoría A es una categoría por defecto, y los puentes en esta categoría no necesitan ser estudiados para rehabilitarlos. En cambio, la categoría D, es la que requiere mayores exigencias en el proceso de rehabilitación.

Las categorías sísmicas de rehabilitación están dadas en la **Tabla 2.8**, donde se determinan a partir del nivel de desempeño requerido (ND), y el nivel de peligro sísmico del sitio (NPS).

Tabla 2.8. Categoría Sísmica de Rehabilitación (CSR).

Nivel de peligro sísmico (NPS)	Nivel de desempeño esperado (ND)				
	Durante Sismo Mayor			Durante Sismo Menor	
	ND 0	ND 1	ND 2	ND 0	ND 3
I	A	A	B	A	C
II	A	B	B	A	C
III	A	B	C	A	C
IV	A	C	D	A	D

Los mínimos requerimientos en función a la Categorías Sísmicas de Rehabilitación (CSR) en cuanto al análisis preliminar, evaluación detallada y rehabilitación propiamente dicha se presentan en la **Tabla 2.9**.

Tabla 2.9. Mínimos requerimientos en el procedimiento de rehabilitación.

Procedimiento		Categoría Sísmica de Rehabilitación para el Sismo Menor		Categoría Sísmica de Rehabilitación para el Sismo Mayor		
		C	D	B	C	D
Evaluación preliminar. Componentes a ser evaluados:		Anchos soporte, conexiones, columnas, muros, fundaciones y licuefacción	Anchos soporte, conexiones, columnas, muros, fundaciones, estribos y licuefacción	Anchos soporte, conexiones, y licuefacción	Anchos soporte, conexiones, columnas, muros, fundaciones y licuefacción	Anchos soporte, conexiones, columnas, muros, fundaciones, estribos y licuefacción
Evaluación detallada. Métodos a ser utilizados:		C	C	A1/A2	B/C/D1/D2	C/D1/D2/E
Rehabilitación. Componentes a rehabilitar si son deficientes:	Apoyos y conexiones	Si	Si	Si	Si	Si
	Columnas, muros, fundaciones	Si	Si	No requerido	Si	Si
	Estribos	No requerido	Si	No requerido	No requerido	Si
	Licuefacción	Si	Si	Si	Si	Si
Notas: Los puentes con CSR A, o CSR B no se consideran en el procedimiento de evaluación y/o rehabilitación para el Sismo Menor. Los puentes con CSR A no se consideran en el procedimiento de evaluación y/o rehabilitación para el Sismo Mayor. Los métodos de evaluación denominados A1, A2, B, C, D1, D2, y E se presentan en sección 2.3.7.2. Para puentes irregulares, los métodos de evaluación apropiados son: A, C, D2 y E.						

2.3.4. Puentes exentos

Una vez que se cuenta con la CSR del puente, se identifican los puentes que pueden no ser tenidos en cuenta en el proceso de rehabilitación, es decir que no merecen más estudio, y por lo tanto, se pasa a analizar al siguiente puente según lo indica la **Figura 2.1**.

Un puente puede estar exento del proceso de rehabilitación para los dos niveles de sismos (*Sismo Menor* y *Sismo Mayor*), si:

- La peligrosidad sísmica es muy baja.
- La vida útil es menor o igual a 15 años.
- Se trata de un puente temporario.
- El puente está cerrado al tráfico y no atraviesa una línea de transporte activa (ej. ruta, ferrocarril, camino principal).

Cualquier puente puede estar exento del proceso de rehabilitación para *Sismo Menor* si tiene una categoría sísmica de rehabilitación A ó B (CSR A, ó CSR B).

Cualquier puente puede estar exento del proceso de rehabilitación para *Sismo Mayor* si tiene una categoría sísmica de rehabilitación A (CSR A).

2.3.5. Proceso de rehabilitación de puentes para dos niveles de sismos

Los objetivos de desempeño para los diferentes movimientos sísmicos son diferentes entre sí. Para el caso del Sismo Menor se espera un comportamiento elástico, mientras que para el Sismo Mayor un comportamiento inelástico en la mayoría de los puentes. A partir de esto es que no se puede combinar el procedimiento en un único paso y satisfacer ambos requisitos de comportamiento. Por esta razón, para los puentes no exentos, la metodología se desarrolla en dos etapas; la primera para el Sismo Menor y la segunda para el Sismo Mayor. Dentro de cada etapa se realizan los pasos fundamentales del procedimiento que son: evaluación preliminar, evaluación detallada, y rehabilitación si fuese necesario. El procedimiento completo de rehabilitación para los dos niveles de sismos se presenta en la **Figura 2.5**.

El procedimiento para el Sismo Menor se presenta en la sección 2.3.6, y para el Sismo Mayor en la sección 2.3.7.

2.3.6. Procedimiento de rehabilitación para el Sismo Menor

Para el Sismo Menor, en el *análisis preliminar*, la metodología propone comparar la demanda sísmica elástica horizontal, con las cargas de servicio horizontales que se tuvieron en cuenta en el diseño del puente. Estas cargas de servicio horizontales son: la carga que provoca el frenado de vehículos en el sentido longitudinal, y la carga del viento en el sentido transversal del eje del puente.

La fuerza sísmica elástica que se compara con las cargas de servicio (frenado de vehículos y viento), en ambos sentidos se obtiene al multiplicar la máxima pseudoaceleración del espectro elástico del Sismo Menor por el peso de la superestructura, como se indica en la siguiente expresión:

$$F = b W \quad (2.8)$$

Para la *evaluación detallada*, en una primera etapa se aproximan los períodos de la estructura en los sentidos longitudinal y transversal, y con las ecuaciones (2.4) y (2.7) se calculan los valores de las pseudoaceleraciones correspondiente a los dos sentidos. Las fuerzas elásticas se recalculan como:

$$F_L = S_{aL} W \quad (2.9)$$

$$F_T = S_{aT} W \quad (2.10)$$

Donde:

F_L Fuerza sísmica elástica en sentido longitudinal.

F_T	Fuerza sísmica elástica en sentido transversal.
S_{aL}	Pseudoaceleración correspondiente al período longitudinal de la estructura para el Sismo Menor.
S_{aT}	Pseudoaceleración correspondiente al período transversal de la estructura para el Sismo Menor.

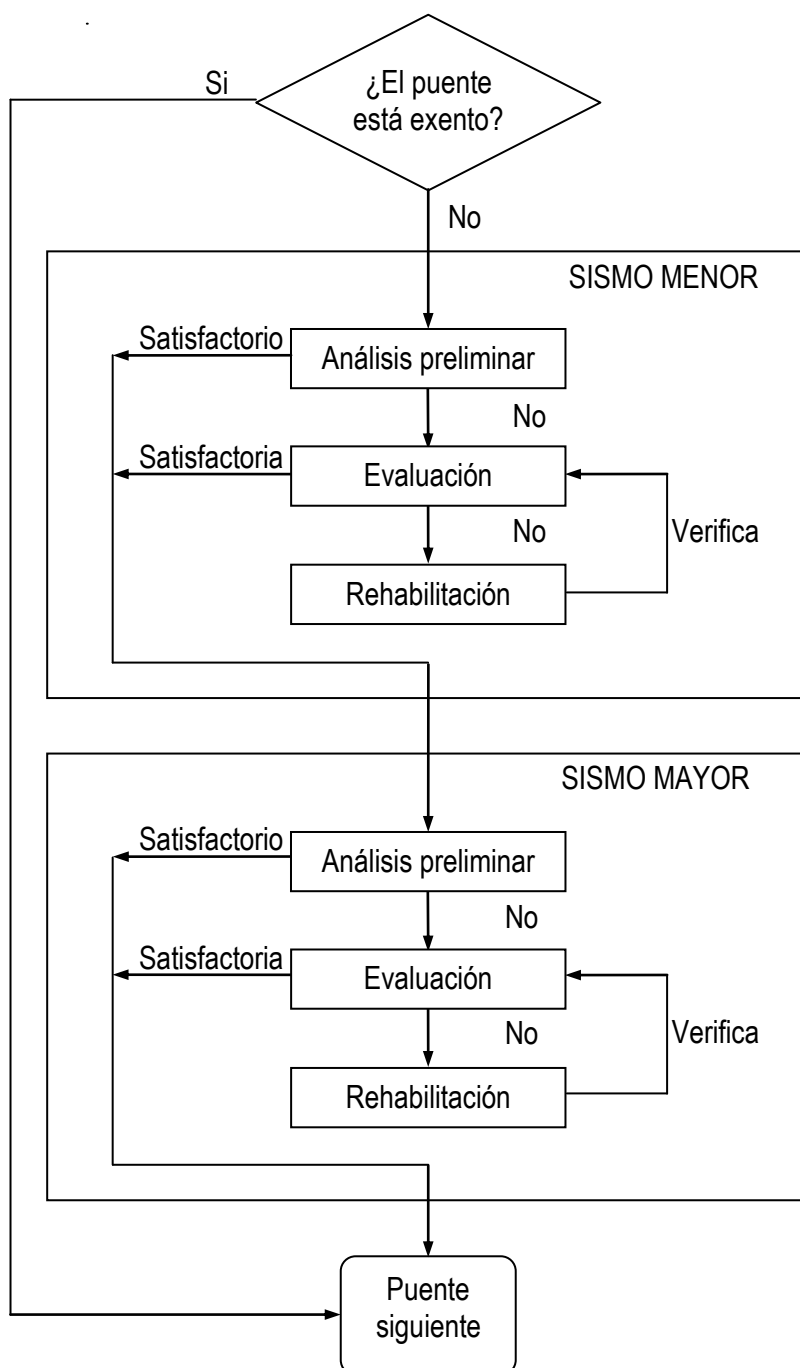


Figura 2.5. Procedimiento de rehabilitación para dos niveles de sismos.

Si cualquiera de las fuerzas elásticas sísmicas superan a las cargas elásticas tenidas en cuenta en el diseño, se debe realizar una evaluación más detallada verificando las relaciones Capacidad / Demanda (C/D) con el método C (Sección 2.3.7.2.).

Por lo tanto es necesario verificar las siguientes desigualdades en esta etapa:

$$F_L > F_B \quad (2.11)$$

ó

$$F_T > F_W \quad (2.12)$$

Donde:

F_B Fuerza correspondiente al frenado de vehículos en sentido longitudinal.

F_W Fuerza correspondiente al viento en sentido transversal del puente.

Si en la evaluación detallada resultan relaciones C/D menores a la unidad, el paso siguiente sería corregir las deficiencias para este nivel de movimiento sísmico a partir de la rehabilitación.

Es conveniente en principio, evaluar la estructura para el Sismo Mayor, ya que es posible que el puente también sea deficiente para el mismo; entonces mientras se solucionan las necesidades sísmicas para el Sismo Mayor, las deficiencias del Sismo Menor pueden ser eliminadas, evitando rehabilitar para el mismo, verificando únicamente que se cumplan los criterios de desempeño.

2.3.7. Procedimiento de rehabilitación para el Sismo Mayor

Según indica la **Figura 2.5**, una vez que la evaluación detallada para el Sismo Menor resulte satisfactoria, se inicia el procedimiento de rehabilitación para el Sismo Mayor.

2.3.7.1. Evaluación preliminar y priorización

Todos los puentes del inventario se evalúan de forma preliminar para identificar las estructuras sísmicamente deficientes y priorizarlas en orden de necesidad de rehabilitación. Este procedimiento pretende ser rápido, fácil de aplicar y conservativo. Los puentes hallados deficientes en esta etapa están sujetos a una evaluación detallada (Sección 2.3.7.2 y Capítulo 5), y los puentes satisfactorios se excluyen de mayor análisis.

Para el análisis preliminar y priorización se utiliza el método de índices. Este método cuenta con dos partes: cuantitativa y cualitativa. La parte cuantitativa genera un índice sísmico de rehabilitación basado en la vulnerabilidad estructural y el peligro sísmico del sitio. La parte cualitativa modifica el índice de rehabilitación en un sentido subjetivo que considera la importancia, el área de incidencia del puente, deficiencias no sísmicas, vida útil de servicio, y cuestiones similares para llegar a un índice total de prioridad como se indica en la siguiente expresión:

$$P = f(R, \text{importancia, cuestiones no sísmicas y otras.}) \quad (2.13)$$

Donde R es el índice de rehabilitación basado en la vulnerabilidad estructural y la sismicidad. Una metodología para calcular el índice R se presenta en el Capítulo 3.

2.3.7.2. Evaluación detallada

Los puentes hallados deficientes en el análisis preliminar se someten a una evaluación detallada utilizando uno o más de los métodos descritos en esta sección.

La evaluación sísmica de un puente consiste en dos pasos principales: en primer lugar se estudian las demandas sísmicas, y después la capacidad del puente de soportar tales demandas.

A continuación se presentan las características principales de seis métodos de evaluación. En el Capítulo 5 se detallan el C y el D1.

Método A1 / A2: Verificación de fuerzas en apoyos o conexiones y anchos soporte. No se requiere un análisis de demanda sísmica, pero se verifica la capacidad de las conexiones y los anchos de apoyo adecuados según valores mínimos. El método se puede aplicar a todos los puentes de un solo tramo y otros ubicados en zonas de baja peligrosidad sísmica. El método se divide en dos categorías, A1 y A2. Si la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones b es menor a 0.10, puede utilizarse el método A1. De otra manera, se debe utilizar el método A2.

Método B: Verificaciones de la capacidad de componentes. No se requiere un análisis de demanda sísmica, pero se verifica la resistencia relativa de miembros y ciertos detalles claves a partir de valores mínimos recomendados. El método es aplicable a los puentes con Categoría Sísmica de Rehabilitación C (CSR C), siempre que la pseudoaceleración para un segundo C_v sea menor que $0.3 \cos \alpha$, donde α es el ángulo de oblicuidad o esviaje.

Método C: Método de Capacidad / Demanda de componentes. Las demandas sísmicas son determinadas a partir de un análisis elástico. Las relaciones Capacidad / Demanda se calculan para todos los elementos relevantes. Este método es aplicable a todos los puentes con CSR C y D, pero se obtienen mejores resultados para puentes que se comportan elásticamente o casi elásticos.

Método D1: Método del espectro de capacidad. Las demandas sísmicas se determinan por modelos simples tales como el método estático (método de la carga uniforme), y la evaluación de la capacidad está basada en una simplificación bilineal de la curva de capacidad lateral. Se utiliza un espectro de capacidad para determinar las relaciones C/D para cada estado límite. Este método es aplicable a puentes regulares con CSR C y D.

Método D2: Método de Capacidad / Demanda de la estructura. Las demandas sísmicas se determinan por métodos elásticos. La evaluación de la capacidad está basada en la capacidad de desplazamiento de las pilas individuales determinadas por un análisis estático no lineal 'pushover', el cual incluye el comportamiento no lineal de los componentes inelásticos. Se utiliza un espectro de capacidad para calcular la relación C/D para cada pila, apoyo y fundación del puente, para cada estado límite. Este método puede aplicarse a todos los puentes con CSR C y D. Es conocido también como el *Método Pushover*, o alternativamente como el procedimiento *No Lineal Estático*.

Método E: Procedimiento dinámico no lineal (Análisis en la historia del tiempo). Las demandas sísmicas se determinan por un análisis dinámico no lineal utilizando acelerogramas para evaluar las demandas de desplazamientos y fuerzas. Las capacidades de los componentes individuales se modelan explícitamente en el análisis de demanda. Este método es aplicable a puentes irregulares complejos, o cuando se utilizan movimiento específico del sitio para un puente de mayor importancia.

La elección del método a utilizar para la evaluación se determina a partir de los mínimos requerimientos en la Tabla 2.9.

2.3.7.3. Rehabilitación

En caso en que la evaluación detallada concluya que un puente es sísmicamente deficiente, el paso siguiente es decidir qué se debe hacer para corregir las deficiencias. Hay que tener en cuenta las restricciones en el presupuesto y las fuentes limitadas, ya que impiden la rehabilitación simultánea de todos los puentes deficientes de un sistema de la red vial, y los puentes más críticos deben ser asistidos en primer lugar. Además, la selección y priorización de los puentes para la rehabilitación requiere una apreciación no solo de los problemas de las cuestiones de ingeniería sino también las económicas, sociales y los aspectos prácticos de la situación.

En primer lugar se define la *estrategia de rehabilitación*, que consiste en el plan completo de las tareas a realizar, explorando las opciones de rehabilitación y asociando estas con los costos y posibilidades.

Se estudian los *enfoques de rehabilitación*, que puedan ser utilizados solos o en combinación para lograr la estrategia definida. Algunos de los enfoques más comunes son:

- Reforzar.
- Mejorar la capacidad de desplazamiento.
- Limitar fuerzas.
- Modificar la respuesta.
- Mejorar el sitio de emplazamiento.
- Controlar daño de componentes específicos.
- Reemplazar parcialmente.

Por último se analizan las *medidas de rehabilitación*, que son las modificaciones físicas de un componente del puente con el propósito de mejorar el desempeño sísmico. Algunos ejemplos de medidas de rehabilitación son:

- Refuerzo de diafragmas.
- Brindar continuidad longitudinal en tramos simplemente apoyados.

-
- Reemplazo de apoyos.
 - Apoyos sísmicos aislantes.
 - Disipadores de energía.
 - Incremento del ancho de apoyos.
 - Barras de restricción en superestructura.
 - Reemplazo de columnas.
 - Encamisado metálico, y con compuestos de fibras en columnas.
 - Refuerzo en vigas dintel utilizando tesado.
 - Llaves de corte en estribos.
 - Reemplazo de fundaciones, etc.

3

ANALISIS PRELIMINAR / PRIORIZACION

3.1. Introducción

Para disminuir el riesgo sísmico de los puentes de una red vial es de fundamental importancia el proceso de rehabilitación a los puentes que resultan vulnerables desde el punto de vista sísmico. En el procedimiento de rehabilitación sísmica se introduce una pregunta clave: ¿Qué puente rehabilitar? Con el fin de poder salvar este cuestionamiento se hace necesario realizar un análisis preliminar o de priorización, en el cual se estudie la prioridad de rehabilitación de un inventario de puentes.

Para el caso de estudio del Sismo Mayor, a partir de la obtención del índice de rehabilitación, se determinan los puentes que resultan más deficientes en esta etapa inicial de estudio y por lo tanto requerirán de una evaluación detallada en un paso siguiente.

En este capítulo se presenta el procedimiento de obtención del índice de rehabilitación, R, mencionado en la Sección 2.3.7.1 del presente trabajo.

3.2. Índice de rehabilitación R

3.2.1. Definición de R

Matemáticamente, el índice R se define mediante el producto de la vulnerabilidad estructural del puente y la peligrosidad sísmica de la zona según la siguiente expresión:

$$R = V E \quad (3.1)$$

Donde:

V Índice de vulnerabilidad.

E Índice de peligro sísmico.

3.2.2. Índice de vulnerabilidad V

En esta metodología se obtiene en primer lugar la vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos de soporte, V_1 .

En segundo lugar se determina un índice de vulnerabilidad de los elementos de la subestructura, V_2 a partir de la suma de tres índices principales: índice de vulnerabilidad de

columnas IVC, índice de vulnerabilidad de los estribos IVE e índice de vulnerabilidad debido al fenómeno de licuefacción IVL.

El índice de vulnerabilidad global de la estructura V , resulta del mayor valor entre V_1 y V_2 y se indica en la **Figura 3.1**.

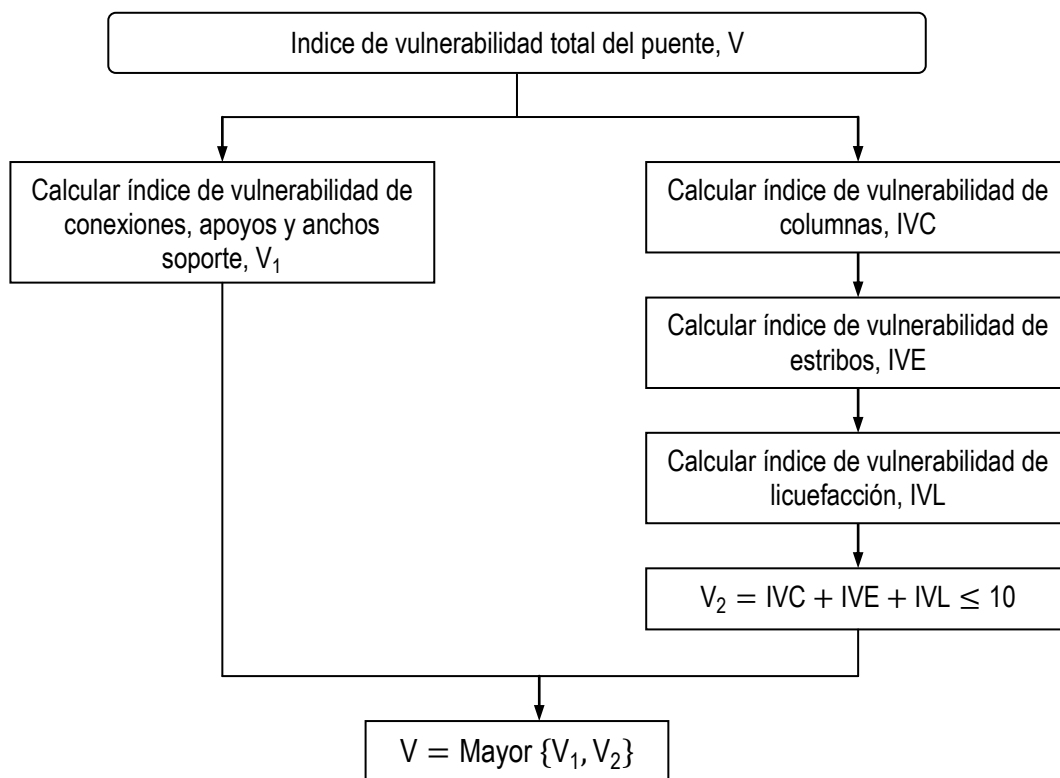


Figura 3.1. Obtención del índice de vulnerabilidad, V

El valor hallado del índice de vulnerabilidad adopta valores entre 0 y 10, en general, un valor nulo significa una baja vulnerabilidad, un puente con 5 puntos tiene moderada vulnerabilidad o una alta posibilidad de pérdida de función, y un valor de 10 significa una mayor probabilidad de colapso.

3.2.2.1. Índice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1

Los apoyos se utilizan para transferir las cargas desde la superestructura a la subestructura y también entre segmentos de la superestructura en el caso de articulaciones dentro del tramo.

En la construcción de puentes, los tipos de apoyos más empleados son:

- Apoyos de oscilación (tipo rocker): generalmente contruidos con placas de acero enrolladas en una superficie curva y permiten movimientos de traslación y rotación. Este tipo de apoyos es el más vulnerable de todos desde el punto de vista de la sismicidad, porque generalmente tienen grandes dimensiones verticales, es difícil de retener ante movimientos externos y llegan a ser muy inestables después de un movimiento límite.

- Apoyos de rodillos (tipo roller): son contruidos de acero. Son estables durante un terremoto, pero pueden desalinearse y desplazarse horizontalmente.
- Apoyos elastoméricos: contruidos de un elastómero natural o sintético y reforzado internamente con láminas de acero. Su funcionamiento es función de la deformación de los materiales que lo componen. Estos apoyos por lo general son estables durante un terremoto.
- Apoyos deslizantes: se basan en el movimiento relativo de dos superficies en la cual una superficie se desliza sobre la otra. Pueden consistir de láminas de asbesto entre dos superficies de hormigón, o teflón y láminas de acero inoxidable. Este tipo de apoyos se consideran los más confiables para su empleo en puentes sometidos a movimientos sísmicos.
- Apoyos multi-rotacionales: son de gran capacidad de carga. Incluyen en su clasificación a los apoyos esféricos, discos y apoyos tipo 'pot'. Estos tipos de apoyos tienen adecuada resistencia ante cargas sísmicas, pero al igual que los apoyos elastoméricos, deben diseñarse bien las fijaciones.

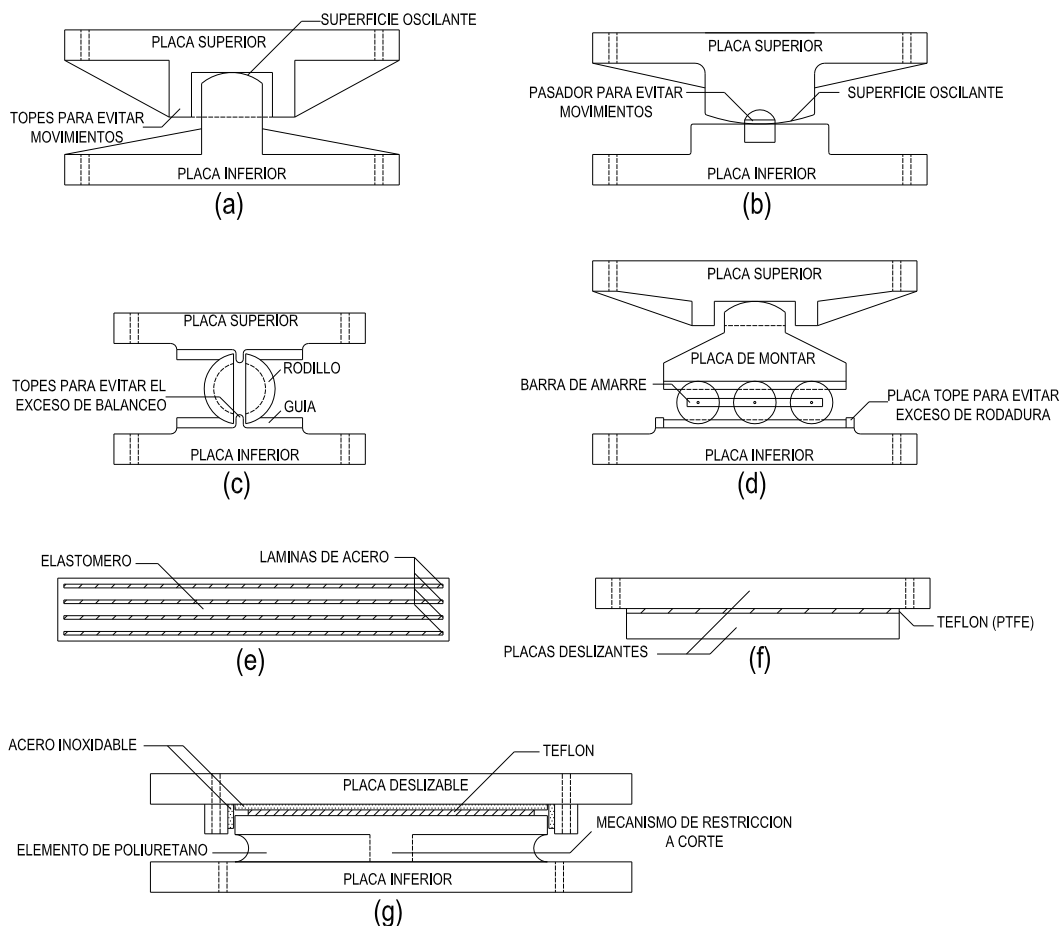


Figura 3.2. Apoyos para puentes. (a), (b): Apoyos de oscilación. (c), (d): Apoyos de rodillos. (e): Apoyo elastomérico. (f): Apoyo deslizante. (g): Apoyo multirrotacional de gran capacidad de carga.

En la **Figura 3.2** se indican algunos de los dispositivos de apoyos utilizados en los puentes.

A partir de un movimiento sísmico se pueden dar grandes movimientos transversales o longitudinales en apoyos, generando de esta manera a una pérdida de apoyo o descalce, que incluso puede generar el colapso de un tramo del puente. Para evitar este tipo de fallas, la recomendación AASHTO (AASHTO, 2002) especifica una longitud soporte mínima de la superestructura, tanto en estribos como en pilas. La mínima longitud de apoyo está dada por:

$$N = \left[100 + 1.7 L + 7.0 H + 50\sqrt{H} \sqrt{1 + \left(2 \frac{B}{L} \right)^2} \right] \frac{(1 + 1.25 C_v)}{\cos \alpha} \quad (3.2)$$

Donde:

N	Longitud soporte recomendada, medida normal a la cara de un estribo o una pila, en metros.
L	Es la longitud de la superestructura del puente desde la línea de apoyos hasta la junta de expansión adyacente, o al extremo del elemento apoyado. Cuando se estudia el caso de articulaciones o juntas de expansión dentro de un tramo, es la suma de las distancias a ambos lados la articulación, en m. Para puentes de tramo simple, es la longitud del tablero.
H	Es la altura. Cuando se verifica la longitud de asiento sobre estribos, es la altura promedio de pilas o columnas que soportan el puente entre el estribo y la siguiente junta de expansión, en m. Para el caso de verificación de la longitud de asiento sobre pilas, es la altura de la pila propiamente dicha. Para estudiar apoyos articulados dentro de un tramo, es la altura promedio de dos pilas adyacentes a la articulación. Para puentes de tramo simple $H = 0$.
B	Es el ancho del tablero, en m.
C_v	Pseudoaceleración del espectro elástico para el período $T = 1.0$ seg del Sismo Mayor.
α	Angulo de oblicuidad o esviaje, en grados sexagesimales.

La relación entre el ancho B y la longitud L no debe ser mayor a 3/8 (0.375).

En la **Figura 3.3** se indican los valores de las variables L y N, mientras que la **Figura 3.4** identifica cual es el ángulo de esviaje del puente, definido como el ángulo existente entre una normal al eje del puente y el eje de apoyos.

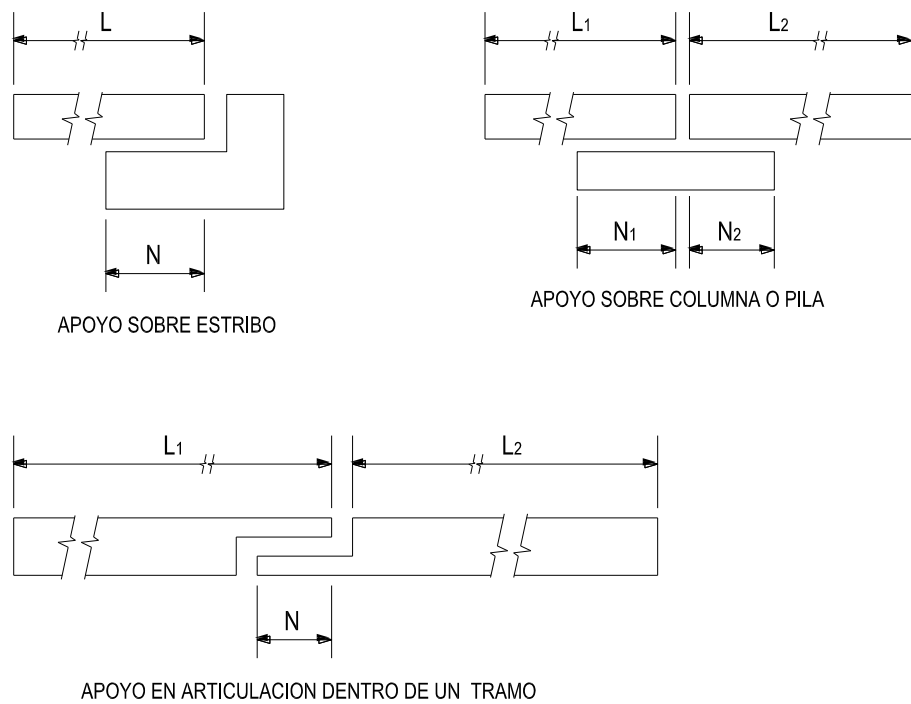


Figura 3.3. Parámetros L y N en el cálculo de la longitud soporte.

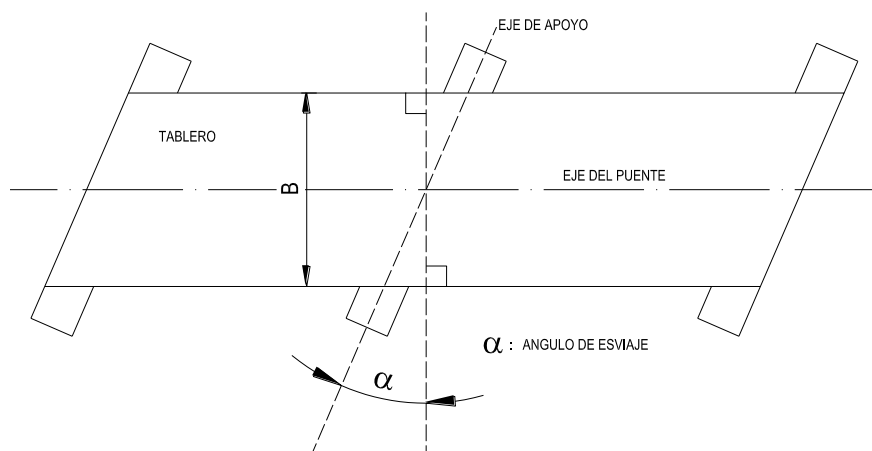


Figura 3.4. Angulo de oblicuidad o esviaje del puente.

A continuación se presenta un procedimiento para determinar el índice V_1 :

Paso 1. Determinar si el puente tiene detalles satisfactorios o no vulnerables en los apoyos. Según el tipo de estribos del puente, un detalle satisfactorio en los apoyos se cumple en el caso de:

- Estructuras continuas con estribos integrales.

- Estructuras continuas con estribos “tipo asiento”, donde se cumplen todas las condiciones siguientes:

1. Ya sea: el ángulo de esviaje es menor a 20° , o el esviaje es mayor a 20° pero menor a 40° y la relación longitud / ancho de tablero es mayor a 1.5.
2. No tiene apoyos de oscilación.
3. El apoyo en la región del estribo, ubicado debajo del diafragma es continuo en la dirección transversal, y el puente tiene más de tres vigas que forman el tablero.
4. La longitud de apoyo es mayor o igual a la longitud requerida, esto es: $L \geq N$.

Si el puente en estudio tiene detalles satisfactorios en los apoyos, entonces el índice $V_1 = 0$, se omiten los pasos siguientes y se pasa a analizar el índice V_2 .

Paso 2. Determinar la vulnerabilidad del colapso estructural o pérdida de acceso al puente debido al movimiento transversal, V_T .

En ausencia de cálculos que muestren lo contrario, se supone que las restricciones transversales fallan ante el evento sísmico. Cuando sucede esto, las vigas de la superestructura son vulnerables a la pérdida de apoyo si se cumple cualquiera de las dos condiciones siguientes:

- Vigas individuales están apoyadas sobre pedestales individuales o columnas.
- La viga exterior en un puente de dos o tres vigas está apoyada cerca de un canto o borde.

En cualquiera de estos casos, el índice V_T debe ser 10.

Cuando los apoyos son vulnerables a fallas por vuelco pero el colapso de la estructura es improbable, el índice V_T debe ser 5. De otra manera $V_T = 0$.

Paso 3. Determinar la vulnerabilidad de la estructura al colapso o pérdida de acceso debido a un excesivo movimiento longitudinal, V_L .

V_L se determina de acuerdo a la longitud de soporte disponible, denominada L . Entonces, comparando L con la longitud de apoyo mínima requerida, N , se obtiene V_L como sigue:

Si $L \geq N$ entonces $V_L = 0$ sin tener en cuenta el tipo de apoyo.

Si $N > L \geq 0.5 N$ y no se utilizan apoyos de oscilación, entonces $V_L = 5$.

Si $N > L \geq 0.5 N$ y se utilizan apoyos de oscilación, entonces $V_L = 10$.

Si $0.5 N > L$ entonces $V_L = 10$ sin tener en cuenta el tipo de apoyo.

Paso 4. Determinar la vulnerabilidad V_1 como el mayor valor entre la vulnerabilidad longitudinal y transversal.

$$V_1 = \text{Mayor } \{V_T, V_L\} \quad (3.3)$$

3.2.2.2. Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2

El índice de vulnerabilidad de los elementos de la subestructura, y del suelo de fundación se determina con la siguiente expresión:

$$V_2 = IVC + IVE + IVL \leq 10 \quad (3.4)$$

Donde:

IVC Índice de vulnerabilidad de columnas.

IVE Índice de vulnerabilidad de estribos.

IVL Índice de vulnerabilidad debido al fenómeno de licuefacción.

Índice de vulnerabilidad de columnas

Procedimiento paso a paso para hallar el IVC:

Paso 1. Asignar un valor del $IVC = 0$ a los puentes con Categoría Sísmica de Rehabilitación B (CSR B).

Paso 2. Asignar un valor del $IVC = 0$ si se puede asegurar que fallen las barras de restricción o pernos de anclaje ante la excitación sísmica, eliminando de esta manera la transferencia de cargas a las columnas, pilas o cimientos.

Paso 3. Si las columnas y bases tienen adecuada armadura transversal como lo requiere la especificación AASHTO, asignar a $IVC = 0$. Las especificaciones de armaduras están en función de un coeficiente de aceleración y de la importancia del puente.

Las armaduras se comparan con los requerimientos establecidos en el manual AASHTO del año 2002. Los requerimientos de armadura transversal dependen de la Categoría Sísmica de Desempeño del puente, que está en función del coeficiente de aceleración A , definido como la aceleración del suelo del *Sismo de Diseño* (Tiene un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años). En la **Tabla 3.1** se presentan los coeficientes de aceleración del terreno para el Sismo de Diseño.

Tabla 3.1. Coeficiente de aceleración sísmica. INPRES-CIRSOC 2008

Coeficiente de Aceleración	Zona Sísmica			
	1	2	3	4
A	0.08	0.15	0.25	0.35

Con el coeficiente de aceleración (**Tabla 3.1**), y la importancia del puente se obtiene la Categoría Sísmica de Desempeño según **Tabla 3.2**.

Tabla 3.2. Categoría Sísmica de Desempeño.

Coeficiente de aceleración	Clasificación del puente	
	Esenciales	Estándares
A		
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.019 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

El manual establece los requisitos de armaduras en: Part D (Reinforcement), Division I – Design, y en los artículos 6.6. (Reinforced Concrete Design Requirements for Seismic Performance Category B) y 7.6. (Reinforced Concrete Design Requirements for Seismic Performance Category C y D), Division I – A Seismic Design.

Paso 4. Vulnerabilidad de la columna debido a falla por corte.

$$IVC = Q - P_R \quad (3.5)$$

$$Q = 13 - 6 \left(\frac{L_c}{P_s F b_{max}} \right) \text{ (No aplicable a columnas esbeltas)} \quad (3.6)$$

Donde:

L_c Longitud efectiva de la columna.

P_s Cuantía geométrica de la armadura principal de la columna expresada en porcentaje.

F Factor de pórtico.

Para pilas con múltiples columnas empotradas en los dos extremos, $F = 2$.

Para pilas con múltiples columnas empotradas en un extremo, $F = 1$.

Para superestructuras del tipo viga cajón con una pila de columna simple empotrada en ambos extremos, $F = 1.5$.

Para superestructuras distintas a vigas del tipo cajón con una pila de columna simple empotrada en ambos extremos, $F = 1.25$.

b_{max} Máxima dimensión transversal de la columna.

P_R El número que se le descuenta a Q , a partir de factores que reducen la susceptibilidad de falla por cortante.

Tabla 3.3. Valores de P_R .

Factor	P_R
Coeficiente sísmico, $C_v < 0.5$	3
Esviaje $\leq 20^\circ$	2
Superestructuras continuas, estribos integrales de igual rigidez y relación longitud / ancho < 4	1
Armadura con tensión de fluencia $f_y = 276\text{MPa}$ o menor.	1

Paso 5. Vulnerabilidad de la columna debido a falla flexional en empalmes.

Cuando la armadura longitudinal se empalma en la región de articulación plástica, se debe usar el siguiente IVC para las columnas que soportan superestructuras más largas que 90m, o para superestructuras con juntas de expansión:

$$\text{IVC} = 7 \text{ para } C_v < 0.5 \quad (3.7)$$

$$\text{IVC} = 10 \text{ para } C_v \geq 0.5 \quad (3.8)$$

Paso 6. Vulnerabilidad de la columna debido a deficiencias de fundación.

Cuando las columnas se fundan sobre pilotes no reforzados o pobremente reforzados a tracción (levantamiento del elemento), o cuando el confinamiento de los pilote es bajo se deben utilizar los siguientes valores del IVC. Este paso se aplica solo si $C_v \geq 0.5$.

$$\text{IVC} = 5 \text{ para } 0.5 \leq C_v \leq 0.6 \quad (3.9)$$

$$\text{IVC} = 10 \text{ para } C_v > 0.6 \quad (3.10)$$

Paso 7. El IVC es el mayor valor calculado en los pasos 4, 5 y 6.**Índice de vulnerabilidad de estribos**

Procedimiento paso a paso para hallar el IVE:

Paso 1. Asignar un valor del IVE = 0 a los puentes con Categoría Sísmica de Rehabilitación B (CSR B).

Paso 2. Determinar la vulnerabilidad de la estructura para el asentamiento del relleno del estribo.

Los asentamientos pueden estimarse como:

1% de la altura del relleno cuando $0.24 < C_v \leq 0.39$

2% de la altura del relleno cuando $0.39 < S_v \leq 0.49$

3% de la altura del relleno cuando $C_v > 0.49$

Si el puente atraviesa agua, se deben duplicar los asentamientos anteriores. Cuando los asentamientos del relleno se estiman mayores que 150mm, se asigna un IVE = 5. De otra manera, el IVE = 0.

Paso 3. A los puentes con CSR D se le debe asignar un IVE = 5, si se presentan todas las condiciones siguientes:

- Estribos simples o tipo pantallas en voladizo con fundación superficial.
- Esviajes mayores a 40°.
- La distancia entre apoyo de la superestructura y el lado inferior de la fundación del estribo excede 3m.

De otra manera, asignar un IVE = 0 a menos que el asentamiento del relleno calculado en el paso 2 es mayor a 150mm, en cuyo caso el IVE = 5.

Índice de vulnerabilidad por licuefacción

Procedimiento paso a paso para hallar el IVL:

Paso 1. Determinar la susceptibilidad de los suelos de fundación a licuefacción.

Una susceptibilidad alta se asocia con las siguientes condiciones:

- El suelo de fundación consiste generalmente de arenas sueltas saturadas, arenas limosas saturadas, o limos sin plasticidad.
- Para suelos similares al caso anterior, que se encuentran debajo de los rellenos de estribos o están presente como grietas continuas, que puedan producir falla por deslizamiento de estribos.

Una moderada susceptibilidad a licuefacción se asocia con suelos de fundación que son por lo general suelos medios densos, por ejemplo las arenas compactas.

Una baja susceptibilidad se asocia con suelos generalmente densos.

Paso 2. Usar la **Tabla 3.4** para determinar el potencial de daños relacionados a la licuefacción donde existen condiciones de suelos susceptibles.

Para todos los sitios donde $C_v > 0.49$, debe aplicarse el juicio ingenieril para determinar la posibilidad de daños mayores.

Tabla 3.4. Potencial de daño relacionado a licuefacción.

Susceptibilidad del suelo a licuefacción	Coeficiente sísmico C_v				
	$C_v \leq 0.14$	$0.14 < C_v \leq 0.24$	$0.24 < C_v \leq 0.39$	$0.39 < C_v \leq 0.49$	$C_v > 0.49$
Baja	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo
Moderada	Bajo	Bajo	Moderado	Importante	Severo
Alta	Bajo	Moderado	Importante	Severo	Severo

Paso 3. En general a los puentes sujetos a daños severos por licuefacción se le debe asignar un $IVL = 10$. Este índice se puede reducir a 5 para puentes de un solo tramo con esviajes menores de 20° o para alcantarillas del tipo cajón rígidas.

Paso 4. A los puentes sujetos a daños importantes por licuefacción se le debe asignar un $IVL = 10$. Este valor se puede reducir entre 5 y 9 para el caso de puentes de un solo tramo con esviajes menores a 40° , para alcantarillas del tipo cajón rígidas y puentes continuos con esviajes menores a 20° con la condición de que se cumpla una de las siguientes condiciones:

- Las columnas son integrales con la superestructura, de altura mayor a 8m, con un $IVC < 5$.
- Columnas de acero (exceptuando las construidas con materiales no dúctiles) con alturas mayores a los 8m.
- Las columnas no son integrales con la superestructura, pero no hay peligro de inestabilidad por grandes movimientos de la subestructura.

Paso 5. A los puentes sujetos a daño moderado por licuefacción se le deben asignar un $IVL = 5$. Este se debe incrementar de 6 a 10 si el índice de vulnerabilidad de los apoyos $V_1 \geq 5$.

Paso 6. A los puentes sujetos a bajos daños por licuefacción se le asignara un $IVL = 0$.

3.2.3. Índice de peligro sísmico, E

El índice de peligro sísmico se obtiene multiplicando por 10 a la pseudoaceleración para el período de $T=1\text{seg}$ del espectro elástico del Sismo Mayor:

$$E = 10 C_v \leq 10 \quad (3.11)$$

3.2.4. Índice rehabilitación, R

Conocidos los valores numéricos de la vulnerabilidad total de la estructura, y del índice de peligro sísmico. Al índice de rehabilitación se lo obtiene haciendo uso de la ecuación (3.1).

4

ANÁLISIS PRELIMINAR / PRIORIZACIÓN DE PUENTES SOBRE AVENIDA CIRCUNVALACIÓN

4.1. Introducción

El presente capítulo presenta los resultados obtenidos aplicando la metodología de evaluación preliminar y priorización descrita en el capítulo anterior, a cinco puentes de Hormigón ubicados sobre la Avenida Circunvalación de la Ciudad de San Miguel de Tucumán, con el objetivo de determinar la prioridad de rehabilitación de los mismos, según lo indica el índice de Rehabilitación R.

La evaluación preliminar es diferente para los dos niveles de sismos. Para el caso del Sismo Menor, se compararon las demandas horizontales de servicio (frenado de vehículos y viento) con las correspondientes demandas elásticas del sismo. Para el Sismo Mayor, se aplicó la metodología de índices con el objetivo de determinar la vulnerabilidad estructural y el índice de rehabilitación de cada uno de los puentes analizados.

4.2. Puentes de estudio

Se eligieron para el estudio los puentes ubicados sobre la Avenida de Circunvalación de la Ciudad de San Miguel de Tucumán por la importancia de los mismos en la red vial de la región. Los puentes poseen un Tránsito Medio Diario Anual de 8700 vehículos distribuido entre automóviles (67.10%), camiones (30.50%) y colectivos (2.40%).

Además, atraviesan avenidas importantes y el entorno de los mismos es denominado como “Entorno urbano”. Estas características permiten clasificar a los mismos como puentes “Esenciales”. En la **Figura 4.1** se indica la ubicación de los 5 (cinco) puentes estudiados con la siguiente designación:

- P1: Puentes sobre Canal San Cayetano.
- P2: Puentes sobre Avenida Benjamín Aráoz.
- P3: Puentes sobre Avenida Gobernador del Campo.
- P4: Puentes sobre Ferrocarril Mitre.

- P5: Puente sobre Avenida Circunvalación en Ruta Provincial N°305.



Figura 4.1. Ubicación de los puentes de estudio en la ciudad de San Miguel de Tucumán.

4.3. Descripción de los puentes

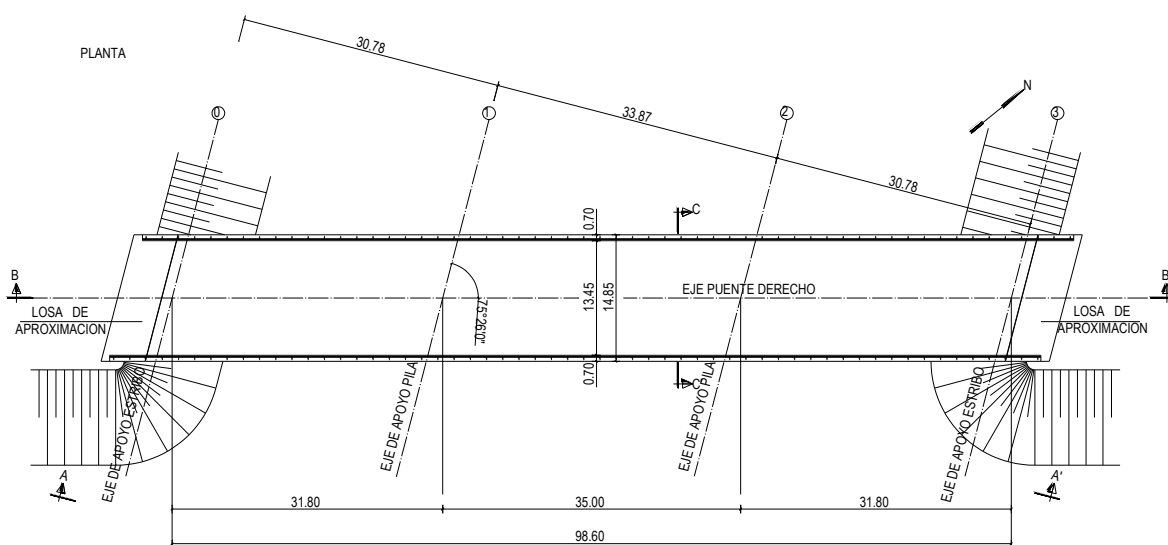
Los cinco puentes son de hormigón y fueron diseñados entre los años 1977 y 1978, y construidos alrededor del año 1983. El dimensionamiento de las estructuras se ha efectuado para el tren de carga A-30 de Vialidad Nacional (Administración General de Vialidad Nacional, 1951).

La subestructura de los puentes está resuelta en hormigón armado y las superestructuras en hormigón pretensado. El coeficiente sísmico considerado fue de $C_0 = 0.07$ (Dirección Nacional de Vialidad, 1978). Las características geométricas se resumen en la **Tabla 4.1**. Las dimensiones generales, en una vista en planta de los cinco puentes se indican en las figuras siguientes (**Figura 4.2 a Figura 4.6**).

Tabla 4.1. Características geométricas de los puentes.

Puente	Longitud Total [m]	Número de tramos	Ancho[m]	Angulo de esviaje	Altura de pilas ¹ [m]
P1	96.8	3	14.85	14.57	9.30
P2	52.0	2	11.20	0.00	6.50
P3	52.0	2	11.20	0.00	6.50
P4	168.0	7	11.20	0.00	9.60
P5	59.0	2	11.50	8.39	7.00

1. Corresponde a la altura promedio.

**Figura 4.2.** Planta del puente derecho ubicado sobre el Canal Cayetano (P1).

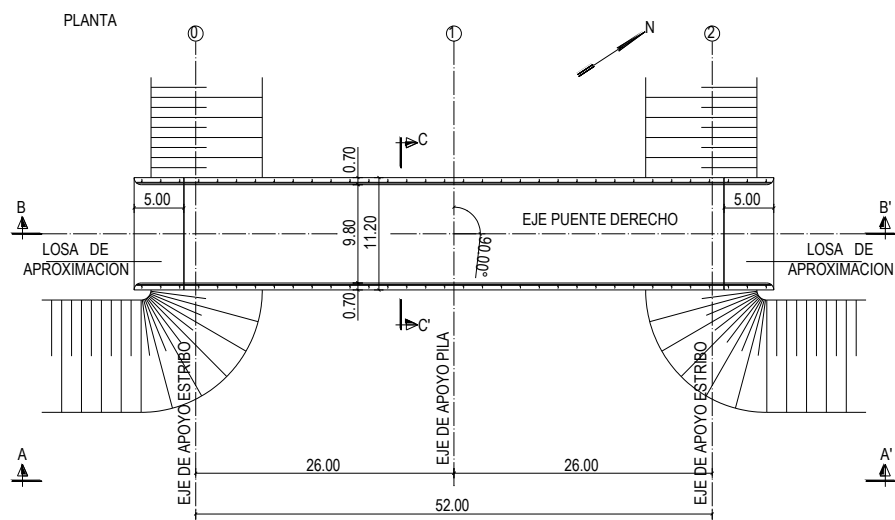


Figura 4.3. Planta del puente derecho ubicado sobre Avenida Benjamín Aráoz (P2).

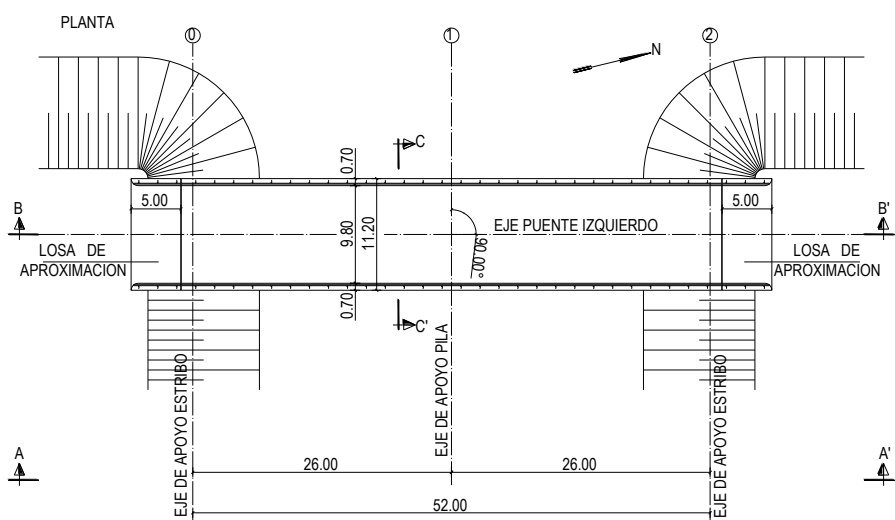


Figura 4.4. Planta del puente izquierdo ubicado sobre Avenida Gobernador del Campo (P3).





Figura 4.7. Vista longitudinal del puente derecho, sobre Av. Gobernador del Campo (P3).



Figura 4.8. Vista longitudinal de los puentes sobre Ferrocarril Mitre (P4).

La superestructura del puente P4 es post-tesada en sentido longitudinal, de tramos simplemente apoyados con diafragmas transversales en cada apoyo. La sección transversal se compone de cuatro vigas doble T de sección constante con macizamiento extremo sin continuidad estructural. Las alas superiores de las vigas son solidarias con el tablero. (Figura 4.9 (c)).

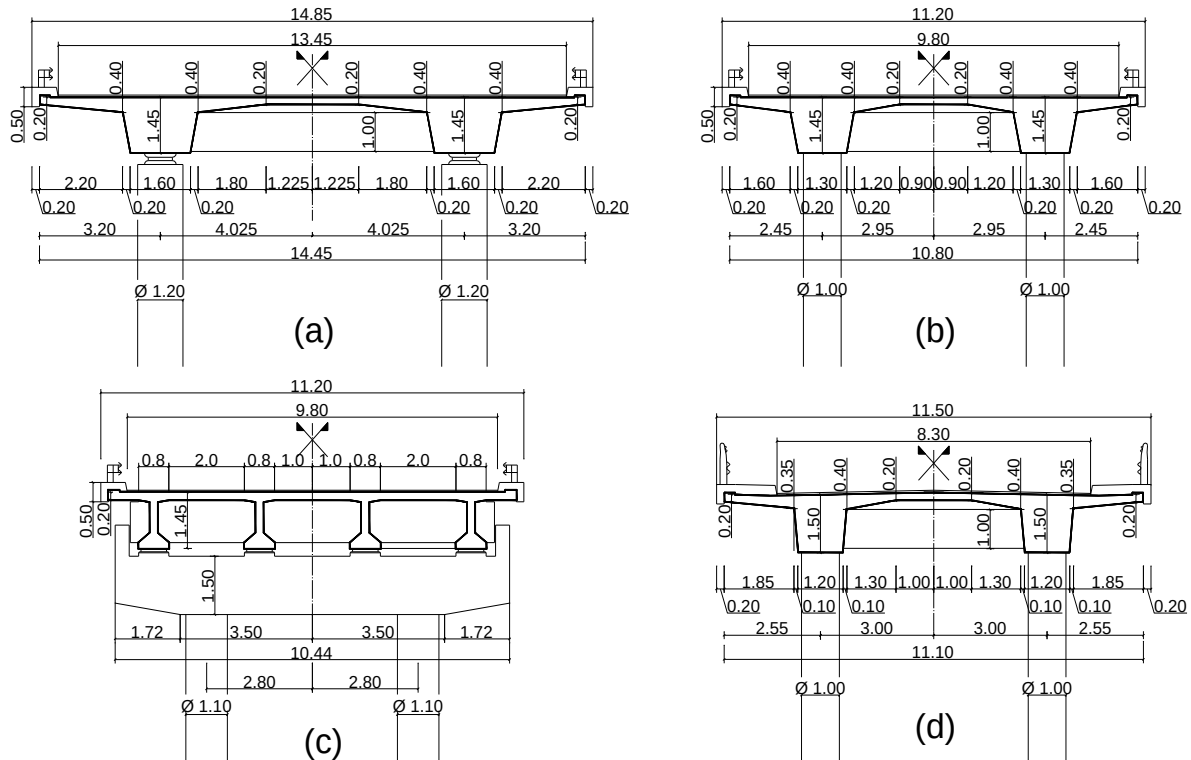


Figura 4.9. Sección transversal de los puentes. (a): P1. (b): P2 y P3. (c): P4. (d): P5.

Las superestructuras de los puentes se diseñaron con hormigones de resistencia a compresión simple de $\sigma_{pr} = 300 \text{ kg/cm}^2$, cordones de tesado con resistencia a tracción $\sigma_{ar} = 18000 \text{ kg/cm}^2$ y armadura pasiva de acero conformado y torsionado en frío con $\sigma_f = 4000 \text{ kg/cm}^2$. Las infraestructuras o subestructuras se diseñaron con hormigones de resistencia a compresión simple de $\sigma_{pr} = 210 \text{ kg/cm}^2$, y armaduras con $\sigma_f = 4000 \text{ kg/cm}^2$.

Todas las pilas están formadas por dos columnas de sección circular, vinculadas inferiormente por una viga de base, fundada sobre 4 pilotes de 1.2m de diámetro, los estribos son del tipo abierto, también fundados sobre cuatro pilotes de 1.2m de diámetro en todos los casos.

Los apoyos que transmiten las cargas desde la superestructura a la subestructura son de neopreno armado con láminas de acero, tanto en estribos como en pilas. En los estribos, todos los puentes tienen cuatro apoyos rectangulares discontinuos en el diafragma extremo.

En cuanto a restricciones de movimiento horizontal transversal en estribos, ninguno de los puentes tiene llaves de corte de hormigón armado.

En los puentes P1, P2, P3 y P5, las restricciones en sentido transversal y longitudinal en apoyos extremos consisten en unos elementos que funcionan como topes de desplazamiento. Los mismos están formados por cinco chapas de 24mm de espesor de acero ST 52 soldadas a lo largo de su longitud para formar una sección cuadrada maciza de 120x120mm con una resistencia nominal a flexión de 155.52kNm. Todos los topes se empotran en los estribos 800mm, y en cada estribo hay cuatro (2 transversales y 2 longitudinales). Ver **Figura 4.10** y **Figura 4.11**.

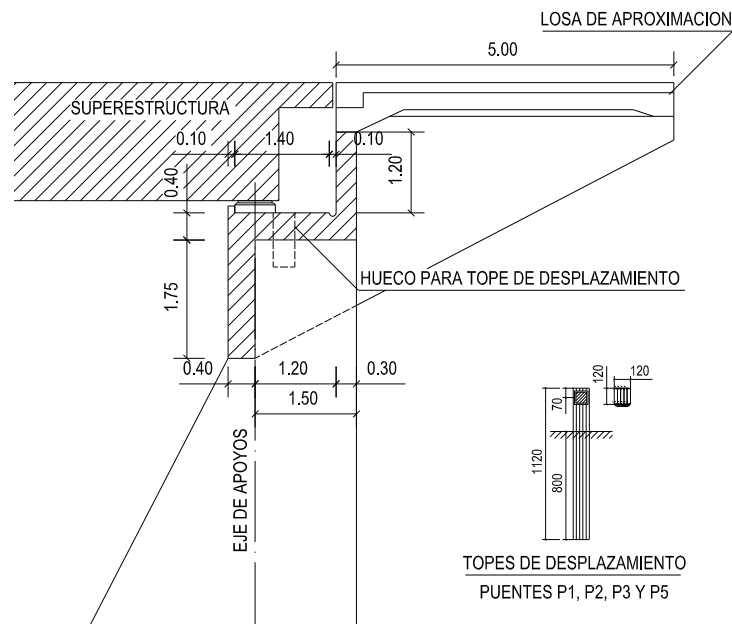


Figura 4.10. Sección transversal en el sector de estribos de los puentes P1, P2, P3 y P5.



Figura 4.11. Restricciones longitudinales y transversales en estribos de los puentes P1, P2, P3 y P5 (Izquierda: restricciones longitudinales, Derecha: restricción transversal).

El puente P4 no tiene topes de desplazamiento en los estribos como los otros puentes. En este puente se dispone en pilas y estribos con una guía de apoyo, compuesta de placas de deslizamiento de acero inoxidable y teflón. Estos elementos permiten únicamente el movimiento longitudinal de la superestructura (**Figura 4.12**). En cada pila, la superestructura está limitada en cuanto a movimiento horizontal se refiere por las guías de apoyos para el movimiento longitudinal y las ménsulas de hormigón armado que forma la viga dintel en ambos extremos para el movimiento transversal.



Figura 4.12. Guía de apoyo central en estribos y en pilas del puente P4.

4.4. Categoría sísmica de rehabilitación (CSR)

Los 5 puentes tienen la misma importancia, aproximadamente la misma edad, y como se encuentran en la misma zona, la peligrosidad sísmica es la misma. Por lo antes mencionado, los objetivos de desempeño después de la ocurrencia de un sismo de todos estos puentes deben ser los mismos.

Para identificar los mínimos requerimientos necesarios para poder llevar adelante el procedimiento de rehabilitación se debe conocer en primer lugar la Categoría Sísmica de Rehabilitación (CSR) del conjunto de puentes. Siguiendo la metodología presentada en la (Sección 2.3) del presente trabajo, se obtuvieron las CSR para los dos niveles de sismos. El procedimiento se presenta a continuación:

4.4.1. Importancia de los puentes

A partir del Tránsito Medio Diario Anual (TMDA), y dado que después de la ocurrencia de un sismo es fundamental contar con todos los puentes funcionando sin interrupción del tráfico, se los clasificó como “Esenciales” a partir de lo expresado en la (Sección 2.3.1.1).

4.4.2. Categoría de vida útil de servicio

Todos los puentes se diseñaron en el período comprendido entre 1977 y 1978, y construidos alrededor del año 1983. Por lo tanto, los puentes tienen una edad de:

$$2012 - 1983 = 29 \text{ años}$$

Considerando una vida total de servicio de 75 años, entonces:

$$\text{Vida útil de servicio} = 75 - 29 = 46 \text{ años}$$

A todos los puentes se los puede considerar jóvenes, entonces se justifica el estudio de una rehabilitación con el fin de incrementar sus capacidades sísmicas en el caso de ser necesario. A partir de la Tabla 2.1, la categoría de vida útil de servicio es:

$$\text{VUS } 2$$

4.4.3. Niveles de desempeño

A partir de la importancia (Sección 4.4.1) y de la categoría de vida útil de servicio (Sección 4.4.2), de Tabla 2.2 se obtuvieron los niveles mínimos de desempeño esperados para los puentes después de ser rehabilitados.

Para el Sismo Menor, los puentes deben permanecer elásticos, con un nivel de desempeño clasificado como totalmente operacional (ND 3).

Para el Sismo Mayor en cambio, se espera un desempeño muy inferior. Asegurando únicamente la vida, esto corresponde, según la clasificación a un nivel de desempeño 1 (ND1).

4.4.4. Niveles de peligro sísmico

La provincia de Tucumán se encuentra en zona sísmica 2 (Sección 2.3.2.2).

En ausencia de estudios de suelos que permitan clasificar al terreno de fundación, se adoptó para el análisis un suelo de características similares a uno tipo S_D , es decir de un tipo espectral 2 según **Tabla 2.3**.

De **Tabla 2.5**, los parámetros que definen el espectro elástico para el Sismo Menor son:

$$C_a = 0.1035, C_v = 0.1408$$

Entonces según ecuación (2.5), el valor de la ordenada del plafón del espectro o máxima pseudoaceleración es:

$$b = 2.5 C_a = 2.5 \cdot 0.1035 = 0.2588$$

De **Tabla 2.7**, con los valores de b , y C_v , se obtiene el Nivel de Peligro Sísmico: NPS II.

De **Tabla 2.6**, los parámetros que definen el espectro elástico para el Sismo Mayor son:

$$C_a = 0.3308, C_v = 0.4991$$

Entonces, el valor de la ordenada del plafón es:

$$b = 2.5 C_a = 2.5 \cdot 0.3308 = 0.827$$

De **Tabla 2.7**, con los valores de b , y C_v , se obtiene el Nivel de Peligro Sísmico: NPS IV.

4.4.5. Obtención de la CSR

A partir de los niveles esperados de desempeño de los puentes (Sección 4.4.3), y los niveles de peligro sísmico (Sección 4.4.4), se obtiene la Categoría Sísmica de Rehabilitación para los dos niveles de movimientos sísmicos haciendo uso de la **Tabla 2.8**:

Para Sismo Menor: con ND 3 (Totalmente operacional), y NPS II, se obtiene: CSR C.

Para Sismo Mayor: con ND 1 (Seguridad de vida), y NPS IV, se obtiene: CSR C.

Con las CSR conocidas, los mínimos requerimientos necesarios en el procedimiento de rehabilitación para los dos sismos de interés se presentan en la **Tabla 2.9**. Según esta tabla, para el estudio de la evaluación preliminar se deben considerar los anchos de apoyo, las columnas, las fundaciones y el fenómeno de licuefacción. Y además, recomienda el método de evaluación detallada para ambos casos. Para el Sismo Menor, el método recomendado para realizar la evaluación detallada es el método C, mientras que para el Sismo Mayor se recomiendan los métodos B, C, D1 ó D2.

Una breve descripción de los métodos de evaluación detallada se presenta en la sección 2.3.7.2, y en el Capítulo 5 de este trabajo se describen los métodos C (Método de C/D de componentes) y D1 (Método del espectro de capacidad).

4.5. Evaluación preliminar para el Sismo Menor

Las cargas de servicio horizontales que se tuvieron en cuenta en el diseño del puente son: la carga que provoca el frenado de vehículos en el sentido longitudinal, y la carga del viento en el sentido transversal del eje del puente.

En el proceso de diseño de los puentes, estas cargas se calcularon de acuerdo a lo establecido en el Capítulo A: Cargas de cálculo, sección III: fuerzas adicionales (Administración General de Vialidad Nacional, 1951).

Para la carga del frenado de vehículos, se aplica una fuerza horizontal en el plano del tablero de $1/25$ la sobrecarga equivalente a la multitud compacta ($P_{mc} = 0.6 \frac{t}{m^2}$) sin impacto, distribuida sobre todo el largo l_t y ancho de la calzada a_t . Los valores de las cargas de frenado se presentan en la **Tabla 4.2**.

Tabla 4.2. Fuerzas de frenado de vehículos.

Puente	$a_t[m]$	$l_t[m]$	$S_t[m^2]$	$P_{mc} [t/m^2]$	$F_B[kN]$
P1	13.45	98.6	1326.17	0.6	312.1
P2	9.80	52.0	509.60	0.6	119.9
P3	9.80	52.0	509.60	0.6	119.9
P4	9.80	167.35	1640.03	0.6	386.0
P5	8.3	59.0	489.7	0.6	115.2

Para el caso de la acción del viento, el reglamento establece dos valores de presiones según se trate de puente vacío o puente cargado.

Para puentes vacíos establece un valor de presión de: 250 kg/m^2

Para los puentes cargados, el valor de la presión es de: 150 kg/m^2

Las alturas expuestas a la acción del viento en estructuras con vigas de alma llena, para los puentes vacíos, es igual a la proyección vertical de la viga principal exterior, más la parte del tablero que sobresale. Para puentes cargados, además de la superficie en condición de vacíos, se considera la proyección vertical de la sobrecarga que sobresale del tablero. La superficie correspondiente a la sobrecarga móvil es considerada en el reglamento como una faja continua de 2m de altura sobre el nivel de vereda o guardarruedas.

Las fuerzas de viento para los puentes vacíos F_{Wv} con una superficie de exposición S_{ev} , y para los mismos cargados F_{Wc} con superficie de exposición S_{ec} se presentan en la **Tabla 4.3**. La fuerza de viento considerada resulta del mayor valor entre F_{Wv} y F_{Wc} .

Tabla 4.3. Fuerzas de viento.

Puente	$S_{ev}[m^2]$	$F_{Wv}[kN]$	$S_{ec}[m^2]$	$F_{Wc}[kN]$	$F_W[kN]$
P1	197.2	483.5	394.4	580.2	580.2
P2	104	254.9	208	306.0	306.0
P3	104	254.9	208	306.0	306.0
P4	326.33	800.0	661.03	972.3	972.3
P5	120.95	296.16	238.95	351.1	351.1

Las fuerzas sísmicas elásticas se obtuvieron a partir de la ecuación (2.8), y se resumen en la **Tabla 4.4**.

Tabla 4.4. Fuerzas sísmicas elásticas máximas para el Sismo Menor.

Puente	Máxima pseudoaceleración, b^1	Peso de superestructura, W [kN]	Fuerza sísmica, F [kN]
P1	0.25875	20866.2	5399.1
P2	0.25875	8691.0	2248.8
P3	0.25875	8691.0	2248.8
P4	0.25875	19175.6	4961.7
P5	0.25875	10522.6	2722.7

1. La máxima pseudoaceleración corresponde al Sismo Menor, en fracción de la aceleración de la gravedad.

Para la evaluación preliminar, los valores máximos de cargas sísmicas elásticas de **Tabla 4.4** superan ampliamente los valores de las cargas de frenado de la **Tabla 4.2** y también las cargas de viento de **Tabla 4.3** que establece el reglamento. Por lo tanto, se debe evaluar de manera más detallada a todos los puentes, aproximando los períodos de las estructuras en ambos sentidos y recalculando las fuerzas sísmicas elásticas a partir de las ecuaciones (2.9) y (2.10).

4.6. Evaluación preliminar para el Sismo Mayor (Índice R)

A continuación se presentan los resultados obtenidos del análisis preliminar paso a paso descrito en el Capítulo 3 aplicado a todos los puentes ubicados sobre la Avenida Circunvalación.

4.6.1. Puentes sobre Canal San Cayetano (P1)

4.6.1.1. Índice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1

Paso 1. Los estribos son del tipo asiento, la superestructura es continua, y además se cumple que el ángulo de esviaje $\alpha = 14.57^\circ < 20^\circ$, y no se utilizan apoyos oscilantes. Al ser los apoyos discontinuos en los diafragmas extremos, no se puede considerar que posea detalles satisfactorios de apoyos, por lo tanto es necesario analizar la vulnerabilidad longitudinal y transversal.

Paso 2. Aunque los topes transversales en estribos pueden fallar ante un movimiento sísmico, es poco probable que se genere el colapso del puente por esta causa. Entonces, se asigna un:

$$V_T = 5$$

Paso 3. La longitud soporte en los estribos es de: $L = (400 + 525)\text{mm} = 925\text{mm}$

Para determinar la longitud soporte recomendada, se debe calcular la altura H . Las alturas de las columnas se determinan a partir de la CSC (Cota Superior de Columna) y de la CSB (Cota Superior de Base de columnas).

Tabla 4.5. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P1.

Pilas	Columnas	CSC[m]	CSB[m]	H _c [m]
P ₁	C ₁	422.165	412.65	9.515
	C ₂	422.020	412.65	9.370
P ₂	C ₃	421.968	412.65	9.318
	C ₄	421.725	412.65	9.075

El valor de H es:

$$H = (9.515 + 9.37 + 9.318 + 9.075 + 0 \cdot 2) \text{m} / 6 = 6.213 \text{m}$$

$$L = 98.6 \text{m}$$

$$B = 14.85 \text{m}$$

$$C_v = 0.4991$$

$$\alpha = 14.57^\circ$$

$$\frac{B}{L} = \frac{14.85}{98.6} = 0.15 < \frac{3}{8}$$

La mínima longitud de apoyo requerida en los estribos, dada por la ecuación (3.3) es:

$$N = \left[100 + 1.7 \cdot 98.6 + 7.0 \cdot 6.213 + 50 \sqrt{6.213} \sqrt{1 + \left(2 \frac{14.85}{98.6} \right)^2} \right] \frac{(1 + 1.25 \cdot 0.4991)}{\cos(14.57^\circ)} = 740 \text{mm}$$

Como $L = 925 \text{mm} > N = 740 \text{mm}$, entonces:

$$V_L = 0$$

Paso 4. El índice de vulnerabilidad de los apoyos se determina a partir de la ecuación (3.3):

$$V_1 = \text{Mayor } \{5, 0\} = 5$$

4.6.1.2. Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V₂

Índice de vulnerabilidad de columnas

Las dos pilas interiores están formadas por dos columnas de 1.2m de diámetro, no empotradas en las vigas de la superestructura.

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. Aunque la parte superior de las columnas no se encuentran empotradas en la superestructura, no se puede asegurar que ante la excitación sísmica los vínculos entre columnas y superestructura fallen, y eviten por completo la transferencia de cargas hacia la columna y fundaciones. Paso no aplicable.

Paso 3. Para un coeficiente de aceleración sísmica $A = 0.15$ (**Tabla 3.1**), y la importancia del puente, de

Tabla 3.2 se determina para el puente una Categoría Sísmica de Desempeño B.

Para esta Categoría Sísmica de Desempeño, el artículo 6.6 de la división I-A del manual AASHTO (AASHTO, 2002) establece para la región de articulaciones plásticas, una relación volumétrica entre armadura transversal de confinamiento y núcleo confinado, el mayor valor entre:

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (4.1)$$

ó

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (4.2)$$

Donde:

A_g Sección transversal de columna.

A_c Sección transversal confinada de columna.

f_c Resistencia característica del hormigón a compresión.

f_{yh} Tensión nominal de fluencia de los espirales.

$$A_g = \pi \frac{(1.2\text{m})^2}{4} = 1.13\text{m}^2$$

$$A_c = \pi \frac{(1.14\text{m})^2}{4} = 1.02\text{m}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20.59\text{MPa}$$

$$f_{yh} = 420\text{MPa}$$

Entonces, aplicando las ecuaciones (4.1) y (4.2):

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{1.13}{1.02} - 1 \right) \frac{20.59}{420} = 0.00238$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{20.59}{420} = 0.00588$$

La armadura transversal en la región de articulación plástica consiste en dos capas de espirales de 8mm de diámetro. La capa exterior con un diámetro de 1.14m y pasos de 15cm, y la capa interior con un diámetro de 0.9m con pasos de 30cm.

Volumen aproximado de armadura transversal en una porción de columna de 30cm de altura:

$$V_e = \pi \cdot 1.14m \cdot 0.00005m^2 \cdot 2 + \pi \cdot 0.9m \cdot 0.00005m^2 = 0.0004995m^3$$

Volumen de una porción de hormigón confinado:

$$V_c = 1.02m^2 \cdot 0.3m = 0.306m^3$$

Relación de volúmenes:

$$\rho_{se} = \frac{V_e}{V_c} = \frac{0.0004995}{0.306} = 0.00163 < \rho_s = 0.00588$$

Las columnas no cumplen el requisito de armadura transversal mínima de confinamiento.

Paso 4. Se calcula el valor de Q de la parte inferior de la columna más corta, en la zona de articulación plástica con la ecuación (3.6).

$$L_c = 9.075m$$

En el sector de la articulación plástica las columnas tienen 60 barras longitudinales de 25mm de diámetro.

$$A_s = 60 \frac{\pi (0.025m)^2}{4} = 0.0295m^2$$

$$P_s = \frac{A_s}{A_g} 100 = \frac{0.0295}{1.13} 100 = 2.61\%$$

F = 1 (Pilas con múltiples columnas empotradas en el extremo inferior).

$$b_{max} = 1.2m$$

$$Q = 13 - 6 \left(\frac{9.075}{2.61 \cdot 1 \cdot 1.2} \right) = -4.39$$

La ecuación (3.6) no identifica vulnerabilidad de la columna a falla por corte.

Paso 5. La mitad de las barras longitudinales se empalman en la región de articulación plástica, entonces:

$$IVC = 7$$

Paso 6. No aplicable.

Paso 7. El índice de vulnerabilidad de las columnas es:

$$IVC = 7$$

Índice de vulnerabilidad de estribos

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. La altura del relleno es de 5.75m en la línea de apoyos de los estribos, según el coeficiente sísmico, los asentamientos pueden estimarse como el 2% de la altura del relleno, entonces:

$$\text{Asentamiento: } 0.02 \cdot 5750\text{mm} = 115\text{mm} < 150\text{mm}$$

Entonces, el índice de vulnerabilidad de los estribos es:

$$IVE = 0$$

Paso 3. No aplicable.

Índice de vulnerabilidad por licuefacción

Paso 1. El suelo de fundación del puente es similar al tipo S_D , asociado a una baja susceptibilidad al efecto de licuefacción.

Como el suelo de fundación es poco vulnerable a licuefacción, se omiten el resto de los pasos y por lo tanto, el índice de vulnerabilidad referido al efecto de licuefacción es:

$$IVL = 0$$

Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción

El valor del índice de vulnerabilidad de la subestructura, y suelo de fundación se calcula con la ecuación (3.4):

$$V_2 = 7 + 0 + 0 = 7$$

4.6.1.3. Índice de vulnerabilidad general del puente

La vulnerabilidad total del puente es el mayor valor entre V_1 y V_2

$$V = \text{Mayor}\{V_1, V_2\} = \text{Mayor}\{5, 7\} = 7$$

4.6.1.4. Índice de peligro sísmico

A partir de ecuación (3.11), el índice de peligro sísmico es:

$$E = 10 C_v = 10 \cdot 0.4991 = 4.991$$

4.6.1.5. Índice de Rehabilitación

Multiplicando la vulnerabilidad estructural del puente y la peligrosidad sísmica de la zona se obtiene el índice de rehabilitación a partir de la ecuación (3.1).

$$R = V E = 7 \cdot 4.991 = 34.937$$

4.6.2. Puentes sobre Avenida Benjamín Aráoz (P2)

4.6.2.1. Índice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1

Paso 1. Los estribos son del tipo asiento, la superestructura es continua, y además se cumple que el ángulo de esviaje $\alpha = 0^\circ < 20^\circ$, y no se utilizan apoyos oscilantes. Al ser los apoyos discontinuos en los diafragmas extremos, no se puede considerar que posea detalles satisfactorios de apoyos, por lo tanto es necesario analizar la vulnerabilidad longitudinal y transversal.

Paso 2. Aunque los topes transversales en estribos pueden fallar ante un movimiento sísmico, es poco probable que se genere el colapso del puente por esta causa. Entonces, se asigna un:

$$V_T = 5$$

Paso 3. La longitud soporte en los estribos es de: $L = (400 + 525)\text{mm} = 925\text{mm}$

Para determinar la longitud soporte recomendada, se debe calcular la altura H.

Tabla 4.6. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P2.

Pila	Columnas	CSC[m]	CSB[m]	H_c [m]
P_1	C_1	432.15	425.6	6.55
	C_2	432.06	425.6	6.46

El valor de H es:

$$H = (6.55 + 6.46 + 0 \cdot 2)\text{m} / 4 = 3.253\text{m}$$

$$L = 52\text{m}$$

$$B = 11.2\text{m}$$

$$C_v = 0.4991$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\frac{B}{L} = \frac{11.2}{52.0} = 0.22 < \frac{3}{8}$$

La mínima longitud de apoyo requerida en los estribos, dada por la ecuación (3.3) es:

$$N = \left[100 + 1.7 \cdot 52.0 + 7.0 \cdot 3.253 + 50 \sqrt{3.253} \sqrt{1 + \left(2 \frac{11.2}{52.0} \right)^2} \right] \frac{(1 + 1.25 \cdot 0.4991)}{\cos(0^\circ)} = 502 \text{ mm}$$

Como $L = 925 \text{ mm} > N = 502 \text{ mm}$, entonces:

$$V_L = 0$$

Paso 4. El índice de vulnerabilidad de los apoyos se determina a partir de la ecuación (3.3):

$$V_1 = \text{Mayor } \{5, 0\} = 5$$

4.6.2.2. Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2

Índice de vulnerabilidad de columnas

La pila interior está formada por dos columnas de 1.0m de diámetro, empotradas en ambos extremos.

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. Las columnas están empotradas en la superestructura, por lo tanto la superestructura transfiere las cargas hacia las columnas. Paso no aplicable.

Paso 3. Armadura mínima transversal de confinamiento según AASHTO 2002.

$$A_g = \pi \frac{(1.0\text{m})^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

$$A_c = \pi \frac{(0.94\text{m})^2}{4} = 0.694 \text{ m}^2$$

Entonces, aplicando las ecuaciones (4.1) y (4.2):

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{0.785}{0.694} - 1 \right) \frac{20.59}{420} = 0.00289$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{20.59}{420} = 0.00588$$

La armadura transversal en las regiones de articulación plástica consiste en dos capas de espirales de 8mm de diámetro. La capa exterior con un diámetro de 0.94m y pasos de 15cm, y la capa interior con un diámetro de 0.86m con pasos de 30cm.

Volumen aproximado de armadura transversal en una porción de columna de 30cm de altura:

$$V_e = \pi \cdot 0.94\text{m} \cdot 0.00005\text{m}^2 \cdot 2 + \pi \cdot 0.86\text{m} \cdot 0.00005\text{m}^2 = 0.0004304\text{m}^3$$

Volumen de una porción de hormigón confinado:

$$V_c = 0.694\text{m}^2 \cdot 0.3\text{m} = 0.2082\text{m}^3$$

Relación de volúmenes:

$$\rho_{se} = \frac{V_e}{V_c} = \frac{0.0004304}{0.2082} = 0.002067 < \rho_s = 0.00588$$

Las columnas no cumplen el requisito de armadura transversal mínima de confinamiento.

Paso 4.

Se calcula el valor de Q de la parte inferior de la columna más corta, en la zona de articulación plástica con la ecuación (3.6).

$$L_c = 6.46\text{m}$$

En el sector de la articulación plástica las columnas tienen 30 barras longitudinales de 20mm de diámetro.

$$A_s = 30 \frac{\pi (0.020\text{m})^2}{4} = 0.00942\text{m}^2$$

$$P_s = \frac{A_s}{A_g} 100 = \frac{0.00942}{0.785} 100 = 1.2\%$$

F = 2 (Pilas con múltiples columnas empotradas en ambos extremos)

$$b_{\max} = 1.0\text{m}$$

$$Q = 13 - 6 \left(\frac{6.46}{1.2 \cdot 2 \cdot 1.0} \right) = -3.15$$

La ecuación (3.6) no identifica vulnerabilidad de la columna a falla por corte.

Paso 5. Dos tercios de las barras longitudinales se empalman en la región de articulación plástica, entonces:

$$\text{IVC} = 7$$

Paso 6. No aplicable.

Paso 7. El índice de vulnerabilidad de las columnas es:

$$IVC = 7$$

Indice de vulnerabilidad de estribos

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. La altura del relleno es de 5.55m en la línea de apoyos de los estribos, según el coeficiente sísmico, los asentamientos pueden estimarse como el 2% de la altura del relleno, entonces:

$$\text{Asentamiento: } 0.02 \cdot 5550\text{mm} = 111\text{mm} < 150\text{mm}$$

Entonces, el índice de vulnerabilidad de los estribos es:

$$IVE = 0$$

Paso 3. No aplicable.

Indice de vulnerabilidad por licuefacción

Paso 1. El suelo de fundación del puente es similar al tipo S_D , asociado a una baja susceptibilidad al efecto de licuefacción.

Como el suelo de fundación es poco vulnerable a licuefacción, se omiten el resto de los pasos y por lo tanto, el índice de vulnerabilidad referido al efecto de licuefacción es:

$$IVL = 0$$

Indice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción

El valor del índice de vulnerabilidad de la subestructura, y suelo de fundación se calcula con la ecuación (3.4):

$$V_2 = 7 + 0 + 0 = 7$$

4.6.2.3. Índice de vulnerabilidad general del puente

La vulnerabilidad total del puente es el mayor valor entre V_1 y V_2

$$V = \text{Mayor}\{V_1, V_2\} = \text{Mayor}\{5, 7\} = 7$$

4.6.2.4. Índice de peligro sísmico

A partir de ecuación (3.11), el índice de peligro sísmico es:

$$E = 10 C_v = 10 \cdot 0.4991 = 4.991$$

4.6.2.5. Índice de Rehabilitación

Multiplicando la vulnerabilidad estructural del puente y la peligrosidad sísmica de la zona se obtiene el índice de rehabilitación a partir de la ecuación (3.1).

$$R = V E = 7 \cdot 4.991 = 34.937$$

4.6.3. Puentes sobre Avenida Gobernador del Campo (P3)

4.6.3.1. Índice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1

Paso 1. Los estribos son del tipo asiento, la superestructura es continua, y además se cumple que el ángulo de esviaje $\alpha = 0^\circ < 20^\circ$, y no se utilizan apoyos oscilantes. Al ser los apoyos discontinuos en los diafragmas extremos, no se puede considerar que posea detalles satisfactorios de apoyos, por lo tanto es necesario analizar la vulnerabilidad longitudinal y transversal.

Paso 2. Aunque los topes transversales en estribos pueden fallar ante un movimiento sísmico, es poco probable que se genere el colapso del puente por esta causa. Entonces, se asigna un:

$$V_T = 5$$

Paso 3. La longitud soporte en los estribos es de: $L = (400 + 525)\text{mm} = 925\text{mm}$

Para determinar la longitud soporte recomendada, se debe calcular la altura H.

Tabla 4.7. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P3.

Pila	Columnas	CSC[m]	CSB[m]	H_c [m]
P_1	C_1	437.121	430.200	6.921
	C_2	437.210	430.200	7.010

El valor de H es:

$$H = (6.921 + 7.010 + 0 \cdot 2)\text{m} / 4 = 3.483\text{m}$$

$$L = 52\text{m}$$

$$B = 11.2\text{m}$$

$$C_v = 0.4991$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\frac{B}{L} = \frac{11.2}{52.0} = 0.22 < \frac{3}{8}$$

La mínima longitud de apoyo requerida en los estribos, dada por la ecuación (3.3) es:

$$N = \left[100 + 1.7 \cdot 52.0 + 7.0 \cdot 3.483 + 50 \sqrt{3.483} \sqrt{1 + \left(2 \frac{11.2}{52.0} \right)^2} \right] \frac{(1 + 1.25 \cdot 0.4991)}{\cos(0^\circ)} = 511 \text{ mm}$$

Como $L = 925 \text{ mm} > N = 511 \text{ mm}$, entonces:

$$V_L = 0$$

Paso 4. El índice de vulnerabilidad de los apoyos se determina a partir de la ecuación (3.3):

$$V_1 = \text{Mayor } \{5, 0\} = 5$$

4.6.3.2. Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2

Índice de vulnerabilidad de columnas

La pila interior está formada por dos columnas de 1.0m de diámetro, empotradas en ambos extremos.

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. Las columnas están empotradas en la superestructura, por lo tanto la superestructura transfiere las cargas hacia las columnas. Paso no aplicable.

Paso 3. Armadura mínima transversal de confinamiento según AASHTO 2002.

$$A_g = \pi \frac{(1.0 \text{ m})^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

$$A_c = \pi \frac{(0.94 \text{ m})^2}{4} = 0.694 \text{ m}^2$$

Entonces, aplicando las ecuaciones (4.1) y (4.2):

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{0.785}{0.694} - 1 \right) \frac{20.59}{420} = 0.00289$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{20.59}{420} = 0.00588$$

La armadura transversal en las regiones de articulación plástica consiste en dos capas de espirales de 8mm de diámetro. La capa exterior con un diámetro de 0.94m y pasos de 15cm, y la capa interior con un diámetro de 0.87m con pasos de 30cm.

Volumen aproximado de armadura transversal en una porción de columna de 30cm de altura:

$$V_e = \pi \cdot 0.94\text{m} \cdot 0.00005\text{m}^2 \cdot 2 + \pi \cdot 0.87\text{m} \cdot 0.00005\text{m}^2 = 0.0004320\text{m}^3$$

Volumen de una porción de hormigón confinado:

$$V_c = 0.694\text{m}^2 \cdot 0.3\text{m} = 0.2082\text{m}^3$$

Relación de volúmenes:

$$\rho_{se} = \frac{V_e}{V_c} = \frac{0.0004320}{0.2082} = 0.002075 < \rho_s = 0.00588$$

Las columnas no cumplen el requisito de armadura transversal mínima de confinamiento.

Paso 4.

Se calcula el valor de Q de la parte inferior de la columna más corta, en la zona de articulación plástica con la ecuación (3.6).

$$L_c = 6.921\text{m}$$

En el sector de la articulación plástica las columnas tienen 30 barras longitudinales de 20mm de diámetro.

$$A_s = 30 \frac{\pi (0.020\text{m})^2}{4} = 0.00942\text{m}^2$$

$$P_s = \frac{A_s}{A_g} 100 = \frac{0.00942}{0.785} 100 = 1.2\%$$

F = 2 (Pilas con múltiples columnas empotradas en ambos extremos)

$$b_{\max} = 1.0\text{m}$$

$$Q = 13 - 6 \left(\frac{6.921}{1.2 \cdot 2 \cdot 1.0} \right) = -4.30$$

La ecuación (3.6) no identifica vulnerabilidad de la columna a falla por corte.

Paso 5. Dos tercios de las barras longitudinales se empalman en la región de articulación plástica, entonces:

$$\text{IVC} = 7$$

Paso 6. No aplicable.

Paso 7. El índice de vulnerabilidad de las columnas es:

$$\text{IVC} = 7$$

Índice de vulnerabilidad de estribos

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. La altura del relleno es de 5.55m en la línea de apoyos de los estribos, según el coeficiente sísmico, los asentamientos pueden estimarse como el 2% de la altura del relleno, entonces:

$$\text{Asentamiento: } 0.02 \cdot 5550\text{mm} = 111\text{mm} < 150\text{mm}$$

Entonces, el índice de vulnerabilidad de los estribos es:

$$\text{IVE} = 0$$

Paso 3. No aplicable.

Índice de vulnerabilidad por licuefacción

Paso 1. El suelo de fundación del puente es similar al tipo S_D , asociado a una baja susceptibilidad al efecto de licuefacción.

Como el suelo de fundación es poco vulnerable a licuefacción, se omiten el resto de los pasos y por lo tanto, el índice de vulnerabilidad referido al efecto de licuefacción es:

$$\text{IVL} = 0$$

Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción

El valor del índice de vulnerabilidad de la subestructura, y suelo de fundación se calcula con la ecuación (3.4):

$$V_2 = 7 + 0 + 0 = 7$$

4.6.3.3. Índice de vulnerabilidad general del puente

La vulnerabilidad total del puente es el mayor valor entre V_1 y V_2

$$V = \text{Mayor}\{V_1, V_2\} = \text{Mayor}\{5, 7\} = 7$$

4.6.3.4. Índice de peligro sísmico

A partir de ecuación (3.11), el índice de peligro sísmico es:

$$E = 10 C_v = 10 \cdot 0.4991 = 4.991$$

4.6.3.5. Índice de Rehabilitación

Multiplicando la vulnerabilidad estructural del puente y la peligrosidad sísmica de la zona se obtiene el índice de rehabilitación a partir de la ecuación (3.1).

$$R = V E = 7 \cdot 4.991 = 34.937$$

4.6.4. Puentes sobre Ferrocarril Bartolomé Mitre (P4)

4.6.4.1. Índice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1

Paso 1. El puente consiste en una estructura formada por tramos simplemente apoyados, entonces no se puede considerar detalles satisfactorios de apoyos, por lo tanto es necesario analizar la vulnerabilidad longitudinal y transversal.

Paso 2. No existen topes de desplazamiento en los estribos. Las limitaciones de desplazamiento son las alas y muro de estribos. Se asigna un:

$$V_T = 5$$

Paso 3. Como la estructura no es continua, se debe verificar los apoyos en estribos y en pilas.

La longitud soporte en los estribos es: $L_e = (400 + 300)\text{mm} = 700\text{mm}$

La longitud soporte en las pilas es: $L_p = (650 - 25)\text{mm} = 625\text{mm}$

Para determinar la longitud soporte recomendada, se debe calcular la altura H.

Tabla 4.8. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P4.

Pila	Columnas	CSC[m]	CSB[m]	H_c [m]
P ₁	C ₁	443.89	434.200	9.69
	C ₂			
P ₂	C ₁	444.13	434.60	9.53
	C ₂			
P ₃	C ₁	444.22	434.90	9.32
	C ₂			
P ₄	C ₁	444.21	434.90	9.31
	C ₂			
P ₅	C ₁	444.11	433.50	10.61
	C ₂			
P ₆	C ₁	443.83	434.90	8.93
	C ₂			

El valor de H para los estribos se calcula como:

$$H_e = (9.69 + 0)\text{m} / 2 = 4.845\text{m}$$

El valor de H para la pila es la altura de la columna más la altura de la viga dintel.

$$H_p = 10.61\text{m} + 1.50\text{m} = 12.11\text{m} \text{ (Se toma la pila más alta).}$$

$$L = 24\text{m}$$

$$B = 11.2\text{m}$$

$$C_v = 0.4991$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\frac{B}{L} = \frac{11.2}{24.0} = 0.467 > \frac{3}{8}$$

En la ecuación (3.3), a la relación B/L se la introduce igual a 0.375.

La mínima longitud de apoyo requerida en los estribos, dada por la ecuación (3.3) es:

$$N_e = \left[100 + 1.7 \cdot 24.0 + 7.0 \cdot 4.845 + 50 \sqrt{4.845} \sqrt{1 + (2 \cdot 0.375)^2} \right] \frac{(1 + 1.25 \cdot 0.4991)}{\cos(0^\circ)} = 507\text{mm}$$

La mínima longitud de apoyo requerida en las pilas, dada por la ecuación (3.3) es:

$$N_p = \left[100 + 1.7 \cdot 24.0 + 7.0 \cdot 12.11 + 50 \sqrt{12.11} \sqrt{1 + (2 \cdot 0.375)^2} \right] \frac{(1 + 1.25 \cdot 0.4991)}{\cos(0^\circ)} = 720\text{mm}$$

Como $L_e > N_e$, pero $0.5 N_p = 360\text{mm} < L_p = 625\text{mm} < N_p = 720\text{mm}$, entonces:

$$V_L = 5$$

Paso 4. El índice de vulnerabilidad de los apoyos se determina a partir de la ecuación (3.3):

$$V_1 = \text{Mayor } \{5, 5\} = 5$$

4.6.4.2. Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2

Índice de vulnerabilidad de columnas

Las seis pilas intermedias están formadas por dos columnas de 1.10m de diámetro, empotradas en ambos extremos.

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. Las columnas están empotradas en la viga dintel, por lo tanto la superestructura transfiere las cargas hacia las columnas. Paso no aplicable.

Paso 3. Armadura mínima transversal de confinamiento según AASHTO 2002.

$$A_g = \pi \frac{(1.1\text{m})^2}{4} = 0.95\text{m}^2$$

$$A_c = \pi \frac{(1.04\text{m})^2}{4} = 0.85\text{m}^2$$

Entonces, aplicando las ecuaciones (4.1) y (4.2):

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{0.95}{0.85} - 1 \right) \frac{20.59}{420} = 0.00260$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{20.59}{420} = 0.00588$$

La armadura transversal en las regiones de articulación plástica consiste en dos capas de espirales de 8mm de diámetro. La capa exterior con un diámetro de 1.04m y pasos de 15cm, y la capa interior con un diámetro de 0.93m con pasos de 30cm.

Volumen aproximado de armadura transversal en una porción de columna de 30cm de altura:

$$V_e = \pi \cdot 1.04\text{m} \cdot 0.00005\text{m}^2 \cdot 2 + \pi \cdot 0.93\text{m} \cdot 0.00005\text{m}^2 = 0.0004728\text{m}^3$$

Volumen de una porción de hormigón confinado:

$$V_c = 0.85\text{m}^2 \cdot 0.3\text{m} = 0.255\text{m}^3$$

Relación de volúmenes:

$$\rho_{se} = \frac{V_e}{V_c} = \frac{0.0004728}{0.255} = 0.00187 < \rho_s = 0.00588$$

Las columnas no cumplen el requisito de armadura transversal mínima de confinamiento.

Paso 4. Las pilas 3 y 4 tienen mayor armadura, entonces se calcula el valor de Q de la parte inferior de la columna de la pila 4 en la zona de articulación plástica con la ecuación (3.6).

$$L_c = 9.31\text{m}$$

En el sector de la articulación plástica las columnas tienen 33 barras longitudinales de 25mm de diámetro.

$$A_s = 33 \frac{\pi (0.025\text{m})^2}{4} = 0.0162\text{m}^2$$

$$P_s = \frac{A_s}{A_g} 100 = \frac{0.0162}{0.95} 100 = 1.7\%$$

F = 2 (Pilas con múltiples columnas empotradas en ambos extremos)

$$b_{\max} = 1.10\text{m}$$

$$Q = 13 - 6 \left(\frac{9.31}{1.7 \cdot 2 \cdot 1.1} \right) = -1.94$$

La ecuación (3.6) no identifica vulnerabilidad de la columna a falla por corte.

Paso 5. Dos tercios de las barras longitudinales se empalman en la región de articulación plástica, entonces:

$$IVC = 7$$

Paso 6. No aplicable.

Paso 7. El índice de vulnerabilidad de las columnas es:

$$IVC = 7$$

Índice de vulnerabilidad de estribos

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. La altura del relleno es de 9.67m en la línea de apoyos de los estribos, según el coeficiente sísmico, los asentamientos pueden estimarse como el 2% de la altura del relleno, entonces:

$$\text{Asentamiento: } 0.02 \cdot 9670\text{mm} = 193.4\text{mm} > 150\text{mm}$$

Entonces, el índice de vulnerabilidad de los estribos es:

$$IVE = 5$$

Paso 3. No aplicable.

Índice de vulnerabilidad por licuefacción

Paso 1. El suelo de fundación del puente es similar al tipo S_D , asociado a una baja susceptibilidad al efecto de licuefacción.

Como el suelo de fundación es poco vulnerable a licuefacción, se omiten el resto de los pasos y por lo tanto, el índice de vulnerabilidad referido al efecto de licuefacción es:

$$IVL = 0$$

Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción

El valor del índice de vulnerabilidad de la subestructura, y suelo de fundación se calcula con la ecuación (3.4):

$$V_2 = 7 + 5 + 0 = 12 > 10 \rightarrow V_2 = 10$$

4.6.4.3. Índice de vulnerabilidad de general del puente

La vulnerabilidad total del puente es el mayor valor entre V_1 y V_2

$$V = \text{Mayor}\{V_1, V_2\} = \text{Mayor}\{5, 10\} = 10$$

4.6.4.4. Índice de peligro sísmico

A partir de ecuación (3.11), el índice de peligro sísmico es:

$$E = 10 C_v = 10 \cdot 0.4991 = 4.991$$

4.6.4.5. Índice de Rehabilitación

Multiplicando la vulnerabilidad estructural del puente y la peligrosidad sísmica de la zona se obtiene el índice de rehabilitación a partir de la ecuación (3.1).

$$R = V E = 10 \cdot 4.991 = 49.91$$

4.6.5. Puente sobre Avenida Circunvalación en Ruta Provincial N°305 (P5)

4.6.5.1. Índice de vulnerabilidad de las conexiones, apoyos y anchos soportes de la superestructura, V_1

Paso 1. Los estribos son del tipo asiento, la superestructura es continua, y además se cumple que el ángulo de esviaje $\alpha = 8.39^\circ < 20^\circ$, y no se utilizan apoyos oscilantes. Al ser los apoyos discontinuos en los diafragmas extremos, no se puede considerar que posea detalles satisfactorios de apoyos, por lo tanto es necesario analizar la vulnerabilidad longitudinal y transversal.

Paso 2. Aunque los topes transversales en estribos pueden fallar ante un movimiento sísmico, es poco probable que se genere el colapso del puente por esta causa. Entonces, se asigna un:

$$V_T = 5$$

Paso 3. La longitud soporte en los estribos es de: $L = (400 + 525)\text{mm} = 925\text{mm}$

Para determinar la longitud soporte recomendada, se debe calcular la altura H .

Tabla 4.9. Planilla de cotas y alturas de columnas del puente P5.

Pilas	Columnas	CSC[m]	CSB[m]	H_c [m]
P_1	C_1	472.11	465.10	7.01
	C_2	472.11	465.10	7.01

El valor de H es:

$$H = (2 \cdot 7.010 + 0 \cdot 2)m/4 = 3.505m$$

$$L = 59m$$

$$B = 11.50m$$

$$C_v = 0.4991$$

$$\alpha = 8.39^\circ$$

$$\frac{B}{L} = \frac{11.5}{59.0} = 0.19 < \frac{3}{8}$$

La mínima longitud de apoyo requerida en los estribos, dada por la ecuación (3.3) es:

$$N = \left[100 + 1.7 \cdot 59.0 + 7.0 \cdot 3.505 + 50 \sqrt{3.505} \sqrt{1 + \left(2 \frac{11.5}{59.0} \right)^2} \right] \frac{(1 + 1.25 \cdot 0.4991)}{\cos(8.39^\circ)} = 534mm$$

Como $L = 925mm > N = 534mm$, entonces:

$$V_L = 0$$

Paso 4. El índice de vulnerabilidad de los apoyos se determina a partir de la ecuación (3.3):

$$V_1 = \text{Mayor } \{5, 0\} = 5$$

4.6.5.2. Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción, V_2

Índice de vulnerabilidad de columnas

La pila intermedia está formada por dos columnas de 1.0m de diámetro, empotradas en ambos extremos.

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. Las columnas están empotradas en la superestructura, por lo tanto la superestructura transfiere las cargas hacia las columnas. Paso no aplicable.

Paso 3. Armadura mínima transversal de confinamiento según AASHTO 2002.

$$A_g = \pi \frac{(1.0m)^2}{4} = 0.785m^2$$

$$A_c = \pi \frac{(0.94\text{m})^2}{4} = 0.694\text{m}^2$$

Entonces, aplicando las ecuaciones (4.1) y (4.2):

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{0.785}{0.694} - 1 \right) \frac{20.59}{420} = 0.00289$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{20.59}{420} = 0.00588$$

La armadura transversal en las regiones de articulación plástica consiste en dos capas de espirales de 8mm de diámetro. La capa exterior con un diámetro de 0.94m y pasos de 15cm, y la capa interior con un diámetro de 0.86m con pasos de 30cm.

Volumen aproximado de armadura transversal en una porción de columna de 30cm de altura:

$$V_e = \pi \cdot 0.94\text{m} \cdot 0.00005\text{m}^2 \cdot 2 + \pi \cdot 0.86\text{m} \cdot 0.00005\text{m}^2 = 0.0004304\text{m}^3$$

Volumen de una porción de hormigón confinado:

$$V_c = 0.694\text{m}^2 \cdot 0.3\text{m} = 0.2082\text{m}^3$$

Relación de volúmenes:

$$\rho_{se} = \frac{V_e}{V_c} = \frac{0.0004304}{0.2082} = 0.00207 < \rho_s = 0.00588$$

Las columnas no cumplen el requisito de armadura transversal mínima de confinamiento.

Paso 4. Se calcula el valor de Q de la parte inferior de las columnas en la zona de articulación plástica con la ecuación (3.6).

$$L_c = 7.01\text{m}$$

En el sector de la articulación plástica las columnas tienen 33 barras longitudinales de 20mm de diámetro.

$$A_s = 33 \frac{\pi (0.02\text{m})^2}{4} = 0.0104\text{m}^2$$

$$P_s = \frac{A_s}{A_g} 100 = \frac{0.0104}{0.785} 100 = 1.32\%$$

F = 2 (Pilas con múltiples columnas empotradas en ambos extremos).

$$b_{\max} = 1.0\text{m}$$

$$Q = 13 - 6 \left(\frac{7.01}{1.32 \cdot 2 \cdot 1.0} \right) = -2.93$$

La ecuación (3.6) no identifica vulnerabilidad de la columna a falla por corte.

Paso 5. Dos tercios de las barras longitudinales se empalman en la región de articulación plástica, entonces:

$$IVC = 7$$

Paso 6. No aplicable.

Paso 7. El índice de vulnerabilidad de las columnas es:

$$IVC = 7$$

Índice de vulnerabilidad de estribos

Paso 1. El puente tiene una CSR C. Paso no aplicable.

Paso 2. La altura del relleno es de 6.05m en la línea de apoyos de los estribos, según el coeficiente sísmico, los asentamientos pueden estimarse como el 2% de la altura del relleno, entonces:

$$\text{Asentamiento: } 0.02 \cdot 6050\text{mm} = 121\text{mm} < 150\text{mm}$$

Entonces, el índice de vulnerabilidad de los estribos es:

$$IVE = 0$$

Paso 3. No aplicable.

Índice de vulnerabilidad por licuefacción

Paso 1. El suelo de fundación del puente es similar al tipo S_D , asociado a una baja susceptibilidad al efecto de licuefacción.

Como el suelo de fundación es poco vulnerable a licuefacción, se omiten el resto de los pasos y por lo tanto, el índice de vulnerabilidad referido al efecto de licuefacción es:

$$IVL = 0$$

Índice de vulnerabilidad de columnas, estribos y potencial de licuefacción

El valor del índice de vulnerabilidad de la subestructura, y suelo de fundación se calcula con la ecuación (3.4):

$$V_2 = 7 + 0 + 0 = 7$$

4.6.5.3. Índice de vulnerabilidad de general del puente

La vulnerabilidad total del puente es el mayor valor entre V_1 y V_2

$$V = \text{Mayor}\{V_1, V_2\} = \text{Mayor}\{5, 7\} = 7$$

4.6.5.4. Índice de peligro sísmico

A partir de ecuación (3.11), el índice de peligro sísmico es:

$$E = 10 C_v = 10 \cdot 0.4991 = 4.991$$

4.6.5.5. Índice de Rehabilitación

Multiplicando la vulnerabilidad estructural del puente y la peligrosidad sísmica de la zona se obtiene el índice de rehabilitación a partir de la ecuación (3.1).

$$R = V E = 7 \cdot 4.991 = 34.937$$

4.7. Resumen de los valores de índices de rehabilitación

Los resultados de los índices de rehabilitación para todos los puentes, se presentan en la **Tabla 4.10**.

Tabla 4.10. Índices de rehabilitación de los puentes.

Puente	V_T (1)	V_L (2)	V_1 (3)=Mayor[(1),(2)]	IVC (4)	IVE (5)	IVL (6)	V_2 (7)=[(4)+(5)+(6)]	V (8)=Mayor[(3),(7)]	E (9)	R (10)=(8)(9)
P1	5	0	5	7	0	0	7	7	4.991	34.937
P2	5	0	5	7	0	0	7	7	4.991	34.937
P3	5	0	5	7	0	0	7	7	4.991	34.937
P4	5	5	5	7	5	0	10	10	4.991	49.91
P5	5	0	5	7	0	0	7	7	4.991	34.937

V_T : Vulnerabilidad al colapso o pérdida de acceso al puente debido al movimiento transversal en apoyos.
 V_L : Vulnerabilidad al colapso o pérdida de acceso al puente debido a un excesivo movimiento longitudinal en apoyos.
 V_1 : Índice de vulnerabilidad de apoyos.
IVC: Índice de vulnerabilidad de columnas.
IVE: Índice de vulnerabilidad de estribos.
IVL: Índice de vulnerabilidad debido al fenómeno de licuefacción.
 V_2 : Índice de vulnerabilidad de que agrupa a las columnas, pilas, estribos, fundaciones y al fenómeno de licuefacción.
V: Índice de vulnerabilidad total del puente.
E: Índice de peligro sísmico.
R: Índice de rehabilitación.

Los índices de rehabilitación de los puentes con continuidad estructural (P1, P2, P3 y P5) son los mismos porque estos son similares en cuanto al sistema resistente de la acción sísmica. El puente P4, en cambio, es diferente porque tiene la superestructura discontinua y los estribos más altos que el resto de los puentes.

En relación al índice de rehabilitación R, la discontinuidad estructural del puente P4 se manifiesta en una insuficiencia de apoyo en las pilas para el nivel del Sismo Mayor, representado por el índice de vulnerabilidad longitudinal de apoyos igual a 5, de todas maneras, este índice no afecta al índice de vulnerabilidad general del puente. Lo que sí marca diferencia en el cálculo del índice de rehabilitación es la altura de los estribos, porque según la metodología, para el Sismo Mayor se podrían ocasionar asentamientos superiores a los 150mm que generarían una posible interrupción momentánea del puente para reparación del daño.

Los cinco puentes tienen un índice de vulnerabilidad de columnas alto, igual a 7 / 10 puntos a causa de que todos los puentes se empalman en la región de potenciales rótulas plásticas (base de columnas).

5

EVALUACION DETALLADA

5.1. Introducción

A partir de los índices de vulnerabilidad V y de rehabilitación R de los puentes analizados (Capítulo 4), se detectan aquellos con necesidades de un estudio más detallado, a fin de determinar si es necesario llevar a cabo una estrategia de rehabilitación.

La evaluación de un puente por lo general, es un proceso que consta de dos partes. Primero se requiere un análisis de las demandas para valorar las fuerzas y desplazamientos impuestos. Luego, en segundo lugar, se estudia la capacidad del puente para soportar tales demandas. Si el puente tiene suficiente capacidad, no se requiere de rehabilitación. En cambio si la capacidad es menor a la demanda, se debe considerar rehabilitar el puente, incrementando de esta manera la capacidad sísmica.

En el presente capítulo se presentan dos metodologías para determinar las relaciones C/D . La primera de estas consiste en el *Método C: Método de Capacidad / Demanda de componentes*, y la segunda, *Método D1: Método del espectro de capacidad*.

5.2. Método C. Capacidad / Demanda de componentes

El método C calcula las relaciones C/D de componentes del puente que pueden resultar dañados durante un sismo. Relaciones mayores que uno indican suficiente capacidad para resistir las demandas sísmicas, relaciones menores que uno indican los componentes con posibilidad de rehabilitación. Las relaciones C/D son utilizadas para indicar la necesidad de rehabilitación y también pueden ser utilizadas para evaluar la efectividad de varias estrategias de rehabilitación.

En este método las demandas están basadas en la respuesta elástica de la estructura. El método se focaliza en el comportamiento individual de cada componente en lugar de la respuesta del puente como un conjunto de elementos. En este sentido, brinda una visión detallada de las deficiencias de un puente, pero puede sobreestimar la vulnerabilidad total del mismo y conducir a una mayor necesidad de rehabilitación de la que realmente se necesita. Esto es porque el método ignora la respuesta y la capacidad del puente funcionando como un sistema, es decir, no tiene en cuenta la capacidad de redistribuir cargas de un miembro a otro. El error en este sentido es pequeño si el puente responde de manera elástica, o aproximadamente elástica.

Los componentes que deben ser evaluados varían con la Categoría Sísmica de Rehabilitación.

La ecuación para determinar la relación C/D de un componente particular es:

$$r = \frac{R_c - \sum Q_{NSi}}{Q_{EQ}} \quad (5.1)$$

Donde:

R_c Capacidad de desplazamiento o fuerza nominal del componente estructural que se está evaluando.

$\sum Q_{NSi}$ Suma de las demandas de desplazamientos o de fuerza sobre un componente debido a cargas no sísmicas, las cuales se incluyen en el grupo de cargas definidas por las ecuaciones 6-1, 6-2, 7-1 y 7-2 de las especificaciones AASHTO (AASHTO, 2002).

Q_{EQ} Demanda de desplazamiento o fuerza debido a la carga sísmica.

El uso del método C está restringido a puentes que se comportarán de manera elástica, para asegurar que los resultados no resulten muy conservativos. Esto significa que el método es aplicable principalmente a puentes en regiones de baja a moderada sismicidad. También es aplicable a puentes en regiones de alta sismicidad, donde se requiere un alto desempeño el cual solo es satisfecho por una estrategia de diseño casi elástico.

A continuación se presenta la metodología para calcular las relaciones C/D para varios miembros y estados límites de componentes basado en un combinación de análisis, ensayos y juicio ingenieril.

5.2.1. Relaciones C/D de apoyos y juntas de expansión

5.2.1.1. Relaciones C/D de desplazamientos

La relación C/D de desplazamiento de apoyo es el menor de los valores calculados utilizando los siguientes dos métodos, excepto en el caso donde existen artefactos que limitan el desplazamiento como por ejemplo cables de restricción. En ese caso se debe utilizar el método 2.

Método 1:

$$r_{bd} = \frac{N(c)}{N(d)} \quad (5.2)$$

Donde:

$N(c)$ Es la longitud de apoyo real.

$N(d)$ Es la longitud de apoyo requerida según ecuación (3.2).

Método 2:

$$r_{bd} = \frac{\Delta_s(c) - \Delta_i(d)}{\Delta_{eq}(d)} \quad (5.3)$$

Donde:

- $\Delta_s(c)$ Capacidad disponible de desplazamiento de la junta de expansión o apoyo. Para las estructuras con CSR D, el recubrimiento de las armaduras no se debe tener en cuenta para determinar la capacidad de desplazamiento.
- $\Delta_i(d)$ Demanda de desplazamiento máximo posible debido a temperatura, retracción y fluencia lenta.
- $\Delta_{eq}(d)$ Demanda de desplazamiento relativo máximo debido a cargas sísmicas para el estado de cargas considerado.

5.2.1.2. Relaciones C/D de fuerzas

$$r_{bf} = \frac{V_b(c)}{V_b(d)} \quad (5.4)$$

Donde:

- $V_b(c)$ Capacidad nominal del componente en la dirección considerada.
- $V_b(d)$ Fuerza sísmica que actúa sobre el elemento.

5.2.2. Relaciones C/D de columnas

Se espera que ante un terremoto importante, las columnas, muros e incluso las fundaciones plastificarán formando articulaciones plásticas. La interacción entre esos componentes determinará el probable modo de falla. Para evaluar los componentes, primero es necesario determinar la ubicación de las potenciales rótulas plásticas. Las rótulas plásticas se forman en las regiones de momentos flectores máximos y es probable, por lo tanto, que ocurran en las regiones extremas de columnas o dentro de la base cerca de la cara de la columna.

Una vez determinadas las regiones de potenciales articulaciones plásticas, es necesario investigar los modos potenciales de fallas de columnas y/o fundaciones asociados con la ubicación y tipo de articulación plástica.

Se describe a continuación el procedimiento sistemático para la ubicación de articulaciones plásticas, y la evaluación de la capacidad de las columnas y/o fundaciones.

Paso 1. Determinar la demanda de momentos elásticos en ambos extremos de las columnas o muros para los estados de cargas considerados. Se deben determinar las demandas para columnas y fundaciones. La demanda de momento elástico se puede tomar como la suma de los valores absolutos de los momentos debido al sismo y cargas gravitatorias.

Paso 2. Calcular las capacidades de momento nominal de las columnas y fundaciones con las cargas axiales iguales a la carga gravitatoria más o menos la carga axial sísmica resultante de las plastificaciones en columnas, muros o fundaciones según el artículo 7.2.2 de las especificaciones AASHTO (AASHTO, 2002).

Paso 3. Calcular el conjunto de relaciones *capacidad de momento nominal / demanda de momento elástico*, para cada combinación de capacidad y demanda, suponiendo primero que plastificará la columna y las fundaciones permanecerán elásticas (r_{ec}), y segundo que plastificarán las fundaciones permaneciendo elásticas las columnas (r_{ef}).

Paso 4. Calcular las relaciones C/D para el anclaje de la armadura longitudinal, empalmes en la armadura longitudinal, y/o el confinamiento con armadura transversal en la base de la columna, y/o rotación de las fundaciones o plastificación para los casos más severos posibles de articulación plástica. Los siguientes casos describen las relaciones C/D que deben ser investigados basados en la ubicación y alcance de las articulaciones plásticas.

Caso I: r_{ec} y r_{ef} exceden 0.8. Puede suponerse que ni las fundaciones ni las columnas plastificarán lo suficiente como para requerir una evaluación de su capacidad. En este caso, se necesitan calcular las relaciones C/D de anclaje de la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.1) y empalmes de la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.2).

Caso II: r_{ef} es menor a 0.8 y r_{ec} supera 0.8 o es superior a r_{ef} por 25%. Las fundaciones requieren una evaluación de su capacidad para rotar y/o plastificar a menos que ocurra una falla de anclaje o empalme que evite la rotación de la fundación. Se puede asumir que ocurren fallas de anclajes o empalmes, cuando la relación C/D para anclaje de la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.1), o para empalmes de la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.2) es menor que el 80% de r_{ef} . Cuando este no es el caso, debe calcularse solo la relación C/D para rotación y/o plastificación de la fundación.

Caso III: r_{ec} es menor que 0.8 y r_{ef} supera a 0.8 o es superior a r_{ec} por 25%. Se puede suponer que solo las columnas plastificarán lo suficiente como para requerir una evaluación de su capacidad. En este caso, las relaciones C/D se deben calcular para el anclaje de la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.1), empalmes en la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.2), y el confinamiento transversal de columnas (Sección 5.2.2.3).

Caso IV: r_{ec} y r_{ef} son menores a 0.8 y con una diferencia entre ambos dentro del 25%. Se puede suponer que las columnas y las fundaciones tienen el potencial para plastificar lo suficiente como para requerir más evaluación. En este caso se deben calcular las relaciones C/D de anclajes de la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.1), empalmes de la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.2), y el confinamiento de la armadura transversal (Sección 5.2.2.3) en columnas. Si las relaciones C/D calculadas antes superan el 80% de r_{ef} , se debe calcular también la relación C/D para la rotación y/o plastificación de la fundación (Sección 5.2.2.5).

Paso 5. Calcular las relaciones C/D para anclajes de la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.1) y empalmes en la armadura longitudinal (Sección 5.2.2.2) en la parte superior de la columna. Si la relación de momento r_{ec} de la columna es menor a 0.8, la relación C/D para el confinamiento transversal de la columna (Sección 5.2.2.3) también debe ser calculada.

Paso 6. Calcular las relaciones C/D para el corte de columnas (Sección 5.2.2.4).

5.2.2.1. Anclaje de la armadura longitudinal

Para anclaje recto, la longitud efectiva de anclaje, en mm está dada por:

$$L_a(d) = \frac{2.626 k_s d_b}{(1+2.5 c/d_b + k_{tr}) \sqrt{f_c}} \geq 30d_b (\text{mm, kPa}) \quad (5.5)$$

Donde:

k_s Constante del acero con tensión de fluencia f_y en kPa, $k_s = (f_y - 75845) / 33.1$.

d_b Diámetro nominal de la barra, en mm.

c Menor valor entre el recubrimiento de la barra y la mitad del espacio entre barras adyacentes.

k_{tr} Confinamiento dado por la armadura transversal, $k_{tr} = \frac{A_{tr}(c)f_{yt}}{4137 s d_b} \leq 2.5$ (mm, kPa)

f_c Resistencia característica a compresión del hormigón, en kPa.

$A_{tr}(c)$ Área de la armadura transversal perpendicular a las potenciales fisuras de separación. Se calcula teniendo en cuenta el área total de acero transversal que atraviesa las potenciales fisuras de separación, dividido por el número de barras longitudinales. Ver **Figura 5.**

En el caso de columnas circulares, las fisuras de separación pueden ocurrir entre barras adyacente, generando de esta manera una falla de arrancamiento grupal de las barras longitudinales. Para este caso, la cantidad de acero transversal $A_{tr}(c)$ se puede calcular como dos veces el área de la barra transversal dividido por la mitad del número de barras ancladas (Apéndice D del manual FHWA, 2006).

f_{yt} Tensión de fluencia de la armadura transversal, en kPa.

s Paso, o separación de la armadura transversal, en mm.

La relación c/d_b no debe tomarse mayor a 2.5.

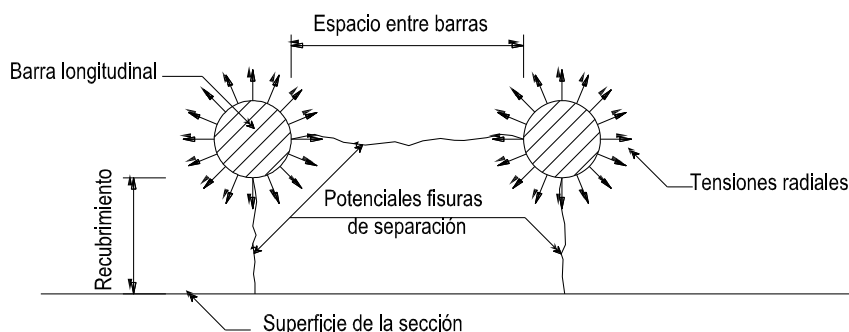


Figura 5.1. Fisuras y tensiones desarrolladas debido al anclaje de barras.

Para ganchos normales (escuadras), la longitud efectiva de anclaje, en mm está dada por:

$$L_a(d) = 1200k_m d_b \frac{2.626 f_y}{413400 \sqrt{f_c}} \geq 15d_b (\text{mm, kPa}) \quad (5.6)$$

Donde k_m es 0.7 para barras #11 (35.81mm de diámetro) o menores, cuando el recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) es mayor a 63mm, y el recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho es mayor a 50mm, y 1.0 para todos los otros casos.

Los métodos para calcular la relación C/D de anclaje r_{ca} , dependerán de la longitud de anclaje provista y los detalles de armadura en los anclajes. Estos métodos se describen en los dos casos como sigue:

Caso A: Si la longitud de anclaje es insuficiente ($L_a(c) < L_a(d)$), entonces la relación C/D para el anclaje de la armadura longitudinal esta dado por:

$$r_{ca} = \frac{L_a(c)}{L_a(d)} r_{ec} \quad (5.7)$$

Caso B: Si la longitud de anclaje es suficiente ($L_a(c) \geq L_a(d)$), la relación C/D dependerá de los detalles de armado en el anclaje. Los posibles detalles y correspondientes ecuaciones para calcular las relaciones C/D se dan en la **Tabla 5.1**.

Tabla 5.1. Relaciones C/D para distintos detalles de anclajes.

Detalle	Ubicación	Tipo de anclaje	Armadura en parte superior de fundación	Relación C/D
1	Fundación	Recto	No	$r_{ca} = r_{ef} \leq 1.0$
2	Fundación	Ganchos a 90° hacia afuera de eje de columna	No	$r_{ca} = 1.3r_{ef} \leq 1.0$
3	Fundación	Ganchos a 90° hacia eje de columna	No	$r_{ca} = 2r_{ef} \leq 1.0$
4	Fundación	Recto	Si	$r_{ca} = 1.5r_{ef} \leq 1.0$
5	Fundación	Ganchos a 90°	Si	1.0
6	Viga dintel	-	-	1.0

5.2.2.2. Empalmes en la armadura longitudinal

El área mínima de la armadura transversal requerida para evitar una falla brusca o frágil en el empalme debido a cargas cíclicas está dada por la siguiente expresión:

$$A_{tr}(d) = \frac{s f_y}{L_s f_{yt}} A_b \quad (5.8)$$

Donde:

L_s Longitud de empalme, en mm.

A_b Área de la barra empalmada, en mm^2 .

Si la separación C_p entre barras empalmadas (**Figura 5.2**), es mayor o igual a $4d_b$, $A_{tr}(c)$ será el área transversal de los estribos o espirales que confinan el núcleo. Si la separación es menor a $4d_b$, entonces $A_{tr}(c)$ será el área de las barras transversales que atraviesan las fisuras de hendiduras a lo largo de una hilera de barras empalmadas dividido por el número de empalmes.

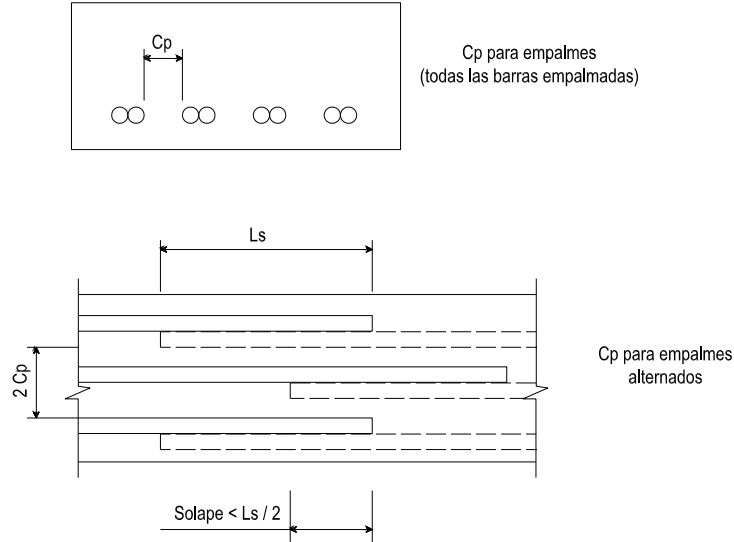


Figura 5.2. Definición de separación o espaciamiento libre para empalmes (Llopiz, 2007).

La mínima longitud de empalme es:

$$L_s(d) = \frac{4885 d_b}{\sqrt{f_c}} \quad (5.9)$$

Se presentan dos casos particulares.

Caso A: Cuando son inadecuados la longitud de empalme, la cantidad de armadura transversal, o el paso de la armadura transversal, la relación C/D para el empalme está dada por:

$$r_{cs} = \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} \left[\frac{\left(\frac{150}{s}\right) L_s}{\left(\frac{4885}{\sqrt{f_c}}\right) d_b} \right] r_{ec} \leq \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} r_{ec} \text{ (mm, kPa)} \quad (5.10)$$

Donde la relación $\frac{150}{s}$ no debe ser tomado mayor que 1, y $\left(\frac{4885}{\sqrt{f_c}}\right) d_b$ no debe tomarse menor a 30.

Además r_{cs} no puede ser menor a $0.75r_{ec}$ cuando se dispone la mínima longitud de empalme.

Caso B: Cuando se cumple que $L_s(c) > L_s(d)$, $A_{tr}(c) > A_{tr}(d)$, y $s < 150$, la relación C/D para los empalmes está dado por:

$$r_{cs} = \frac{A_{tr}(c)}{A_{tr}(d)} r_{ec} \leq 2r_{ec} \quad (5.11)$$

5.2.2.3. Confinamiento transversal

Para verificar el confinamiento transversal en la región de articulaciones plásticas, se utiliza la siguiente expresión:

$$r_{cc} = \mu r_{ec} \quad (5.12)$$

Donde:

$$\mu = 2 + 4 \left(\frac{k_1 + k_2}{2} \right) k_3 \quad (5.13)$$

$$k_1 = \frac{\rho(c)}{\rho(d) \left(0.5 + \frac{1.25 P_c}{r_c A_g} \right)} \leq 1 \quad (5.14)$$

$$k_2 \quad \text{El menor valor entre: } 6d_b/s \leq 1 \text{ ó } 0.2b_{\min}/s \leq 1$$

k_3 Efectividad del anclaje de las barras transversales. Este valor será 1 a menos que las barras transversales tengan deficiencias de anclaje, en cuyo caso se debe utilizar la **Figura 5.3** para determinar k_3 (Cuando este es el caso se requiere de una solución iterativa para la ecuación (5.13)).

$\rho(c)$ Cuantía volumétrica de la armadura transversal existente.

$\rho(d)$ Cuantía volumétrica requerida de armadura transversal de acuerdo al artículo 7.6 de las especificaciones estándar AASHTO (AASHTO, 2002).

$$\rho(d) = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (5.15)$$

ó

$$\rho(d) = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (5.16)$$

P_c Carga axial de compresión sobre la columna.

f_c Resistencia característica a compresión del hormigón.

A_g Sección transversal de la columna.

A_c Area de la sección transversal confinada de la columna.

f_{yh} Tensión nominal de fluencia de la armadura transversal.

$b_{\min}$ Mínima dimensión de la columna, para el caso de columnas circulares es igual al diámetro.

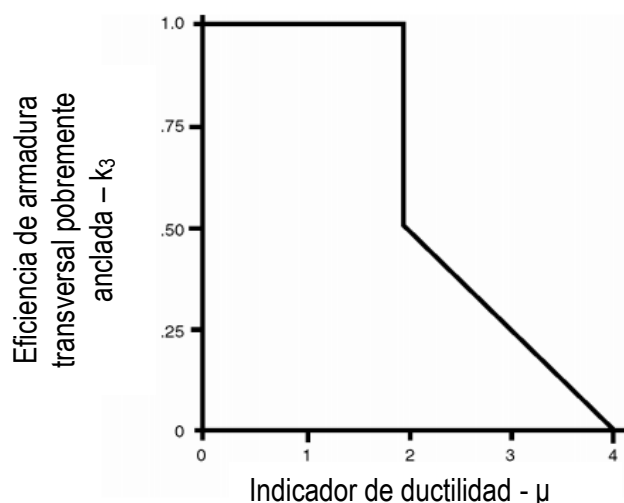


Figura 5.3. Efectividad del anclaje de las barras transversales en función del indicador de ductilidad (Apéndice D de manual FHWA, 2006).

5.2.2.4. Corte

Los términos siguientes se utilizan para definir la relación C/D de corte en columnas:

- $V_u(d)$ Esfuerzo de corte máximo en la columna resultante de las articulaciones plásticas en columna o fundación, o debido a una falla de anclaje o empalme en la columna, cualquiera que ocurra primero. El procedimiento para calcular las fuerzas de corte resultantes de las articulaciones plásticas están dados en el artículo 7.2.2 de las especificaciones AASHTO (AASHTO, 2002).
- $V_e(d)$ Máxima fuerza de corte elástica calculada.
- $V_i(c)$ Resistencia inicial de corte de la columna no dañada (incluye resistencia de la sección transversal de hormigón y la que provee la armadura transversal).
- $V_f(c)$ Resistencia final de corte de la columna dañada (incluye la resistencia del núcleo confinado de hormigón y solo la armadura transversal efectivamente anclada). Cuando la tensión axial es mayor o igual a $0.10 f'_c$, se puede suponer una tensión de corte admisible de $5.2\sqrt{f'_c}$ kPa para el núcleo confinado de hormigón, de otra manera se debe usar un valor nulo.

Cuando las columnas no plastifican ($r_{ec} \geq 1.0$), la relación C/D se calcula a partir la resistencia inicial de corte $V_i(c)$, y la demanda elástica $V_e(d)$ como:

$$r_{cv} = \frac{V_i(c)}{V_e(d)} \quad (5.17)$$

Cuando las columnas plastifican ($r_{ec} < 1.0$) se presentan tres casos posibles:

Caso A: Si la resistencia inicial de corte no es suficiente para soportar la fuerza de corte debido a las rotulaciones plásticas ($V_i(c) < V_u(d)$), puede ocurrir una falla frágil antes de la formación de las rótulas plásticas y la relación C/D se debe calcular utilizando la demanda elástica como:

$$r_{cv} = \frac{V_i(c)}{V_e(d)} \leq r_{ec} \quad (5.18)$$

Caso B: Si la resistencia inicial de corte es suficiente para soportar la fuerza de corte debido a las rotulaciones plásticas, pero no así la resistencia final ($V_i(c) \geq V_u(d) > V_f(c)$), entonces la relación C/D dependerá del nivel de plastificación por flexión, que causará una degradación en la capacidad de corte desde $V_i(c)$ hasta $V_f(c)$.

$$r_{cv} = \mu r_{ec} \quad (5.19)$$

Donde:

$$\mu = 2 + \left(0.75 \frac{L_c}{b_c}\right) \frac{V_i(c) - V_u(d)}{V_i(c) - V_f(c)} \quad (5.20)$$

L_c Altura de columna.

b_c Dimensión de la columna en la dirección de la fuerza de corte.

La relación L_c/b_c no debe tomarse mayor a 4.

Caso C: Si la resistencia final de corte de la columna es suficiente para soportar la máxima fuerza de corte debido a las rotulaciones plásticas ($V_f(c) > V_u(d)$), la relación C/D está dada por:

$$r_{cv} = \left(2 + 0.75 \frac{L_c}{b_c}\right) r_{ec} \quad (5.21)$$

Los términos son los mismos definidos para el caso B, y la relación L_c/b_c tampoco debe tomarse superior a 4.

Los tres casos se presentan esquemáticamente en la **Figura 5.4**.

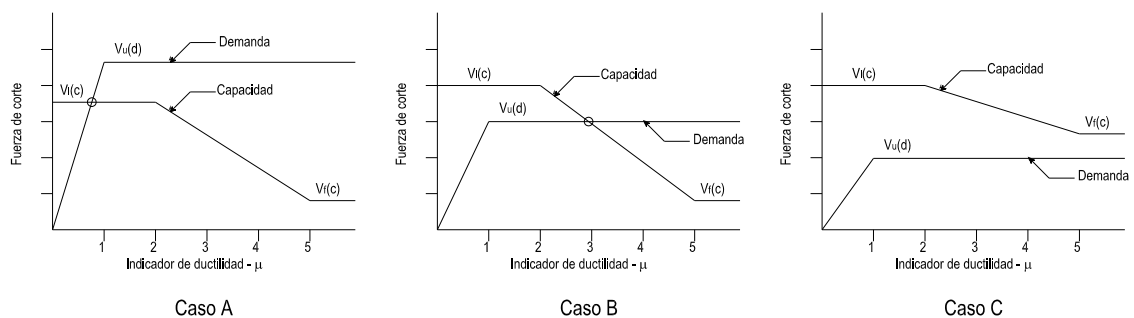


Figura 5.4. Modelo idealizado de capacidad y demanda de corte en columnas.

El método propuesto para evaluar las relaciones C/D utilizado, está basado en observaciones del comportamiento de columnas a partir de investigaciones experimentales y terremotos pasados. Se pudo observar cualitativamente que tanto la demanda como la capacidad de corte son dependientes del nivel de plastificación de las columnas (medidos por la ductilidad). La cuantificación de esta relación está basada en gran medida acerca del juicio de especialistas en el comportamiento de columnas de hormigón armado.

Debido a las cargas cíclicas que genera un sismo en las columnas, más allá del límite elástico, los mecanismos resistentes al corte comienzan a perder efectividad. Por motivos de simplicidad se supone que la degradación de la capacidad de corte será lineal entre valores de ductilidad de 2 hasta 5. Además se supone que la capacidad inicial al corte no será afectada significativamente antes del comienzo del desprendimiento del recubrimiento de hormigón, por lo tanto será constante para un indicador de ductilidad menor o igual a 2. En cuanto a la resistencia final al corte, más allá de una ductilidad de 5, muchos investigadores han sugerido que la resistencia sea ignorada en columnas con una tensión axial promedio inferior a $0.10\sqrt{f_c}$.

La relación entre la demanda de corte y el indicador de ductilidad está basado en observaciones del comportamiento de columnas que indican que la demanda será lineal elástica para un indicador de ductilidad menor o igual a 1. Para valores superiores de ductilidad, la demanda se supone constante. Ver **Figura 5.4**.

5.2.2.5. Rotación y/o plastificación de fundaciones

Las fundaciones pueden rotar y/o plastificar antes que las columnas. La cantidad de rotación y/o plastificación en la fundación dependerá del modo de falla. La relación C/D para esos tipos de fallas de fundación se calculan con:

$$r_{fr} = \mu r_{ef} \quad (5.22)$$

Donde μ es el indicador de ductilidad tomado de **Tabla 5.2** y depende del tipo de fundación y modo de falla.

Tabla 5.2. Indicadores de ductilidad de las fundaciones.

Tipo de fundación	Modo de falla	μ
Bases individuales	Falla del suelo soporte	4
	Fluencia de la armadura de flexión en la base	4
	Falla de corte o tracción en el hormigón de la base	1
Bases con pilotes	Sobrecarga en pilotes (compresión o tracción)	3
	Fluencia de la armadura en cabezal de pilotes	4
	Arrancamiento de los pilotes del cabezal	2
	Falla de corte o tracción en el hormigón de cabezales	1
	Falla de flexión en pilotes	4
	Falla de corte en pilotes	1

Los modos de falla se presentan esquemáticamente en la **Figura 5.5** para dos tipos de bases utilizados en la construcción de bases de columnas.

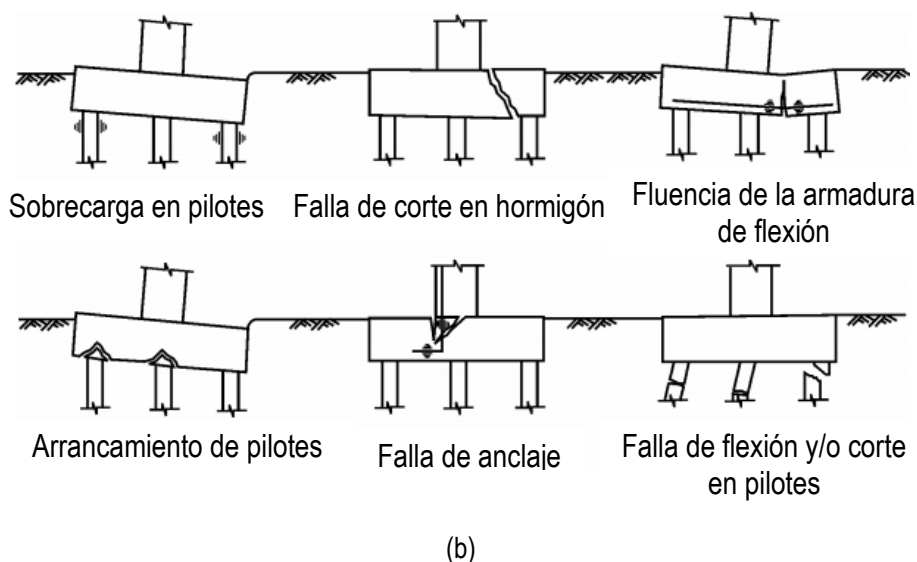
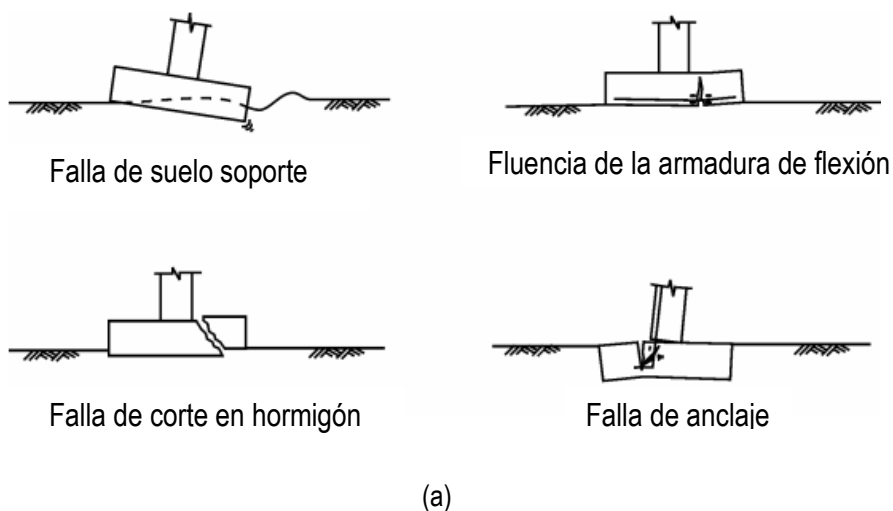


Figura 5.5. Modos de fallas de fundaciones. (a): Fallas en bases individuales. (b): Fallas en bases con pilotes (Apéndice D de manual FHWA, 2006).

5.2.3. Relaciones C/D de estribos

Las relaciones C/D de estribos están basadas en el desplazamiento horizontal de los mismos. Las demandas de desplazamientos, $D(d)$, son los desplazamientos elásticos. La capacidad de desplazamiento, $D(c)$, es 75mm en la dirección transversal y 150mm en la dirección longitudinal, a menos que sean determinados por una evaluación más detallada. Entonces:

$$r_{ad} = \frac{D(c)}{D(d)} \quad (5.23)$$

5.2.4. Relaciones C/D debido a licuefacción del suelo

Se debe calcular un índice C/D cuando el análisis preliminar indica que el daño relacionado a la licuefacción es importante o severo. El índice C/D se obtiene de la siguiente relación:

$$r_{sl} = \frac{A_L(c)}{A_L(d)} \quad (5.24)$$

Donde:

$A_L(c)$ Aceleración pico efectiva del suelo para la cual la falla por licuefacción es probable que ocurra.

$A_L(d)$ Aceleración del suelo considerada en el diseño.

5.3. Método D1. Método del Espectro de Capacidad

El método del espectro de capacidad se puede aplicar tanto en el proceso de diseño de un puente nuevo, como para el estudio de la rehabilitación de puentes existentes. En este último caso se puede utilizar para hacer una estimación rápida de la capacidad del puente y determinar el punto de desempeño ante una excitación sísmica.

La metodología se restringe a los puentes que vibran como sistemas de un grado de libertad (puentes con geometría regular y distribución uniforme del peso y rigidez), y a aquellos donde los desplazamientos en los extremos superiores de todas las pilas son los mismos, o aproximadamente los mismos, en ambas direcciones. Esta segunda condición limita la aplicabilidad del método a los puentes con superestructuras que se comporten como rígidas, de geometría y peso uniforme, que los apoyos en estribos sean deslizantes o de neopreno, ser lo suficientemente largas como para que los estribos tengan poca influencia en la respuesta y además estar apoyada sobre subestructuras de rigidez uniforme.

5.3.1. Capacidad del puente

La capacidad de un puente para resistir cargas horizontales se puede representar a partir de la denominada curva de capacidad o 'pushover'. Estas curvas indican el desplazamiento del centro de masas de la estructura versus la carga lateral total que actúa sobre el puente en el eje de las ordenadas.

En la **Figura 5.6** se representa la curva real y la aproximación bilineal de la curva de capacidad de un puente de comportamiento dúctil. En el caso de estructuras con comportamiento frágil, la caída de resistencia es más pronunciada y las deformaciones últimas son inferiores.

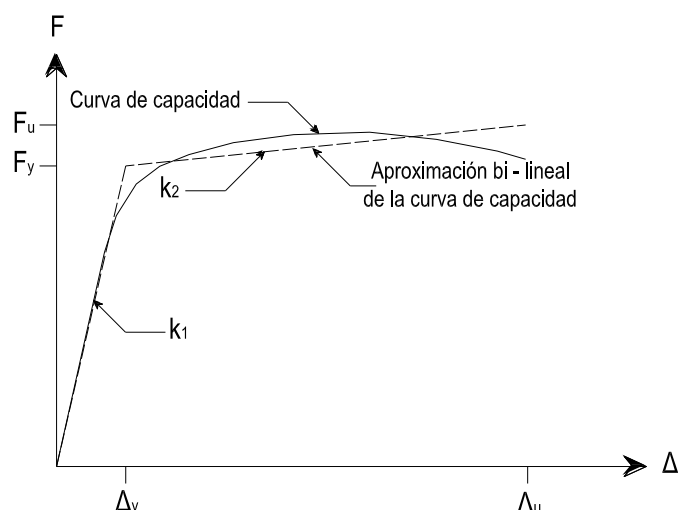


Figura 5.6. Curva de capacidad.

Para un desplazamiento del centro de masas Δ , se define el coeficiente de capacidad a través de la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{F}{W} \quad (5.25)$$

Donde:

F Fuerza horizontal total que actúa el puente, igual a

$$F = k_1 \Delta, \text{ para } \Delta \leq \Delta_y \quad (5.26)$$

$$F = F_y + k_2 (\Delta - \Delta_y), \text{ para } \Delta > \Delta_y \quad (5.27)$$

F_y Fuerza de fluencia de la estructura. Se obtiene sumando las resistencias individuales de columnas (V_{ui}) en la dirección considerada como:

$$F_y = \sum V_{ui} = \sum \left(\frac{M_n}{H_c} \right)_i \quad (5.28)$$

M_n Momento nominal de la sección de una columna i . En una primera aproximación, el valor del momento nominal se puede hallar considerando solo la carga gravitatoria.

H_c Altura libre de la columna i .

Δ_y Desplazamiento correspondiente a F_y , igual a:

$$\Delta_y = \frac{F_y}{k_1} \quad (5.29)$$

k_1	Rigidez elástica en la dirección considerada. Para considerar a la sección fisurada, en el cálculo del momento de inercia de las columnas, se debe utilizar un momento de inercia efectivo.
k_2	Rigidez equivalente post-fluencia utilizada para aproximar el comportamiento real en esta parte de la curva de capacidad. Si se estima un comportamiento perfectamente plástico en la articulación de las columnas, entonces $k_2 = 0$. De otra manera se debe adoptar un valor considerando la pendiente real de la curva de capacidad de las columnas, o en la ausencia de análisis rigurosos, k_2 puede tomarse igual a un porcentaje de la rigidez elástica. Un valor aconsejado es del 5%.
W	Peso de la masa sísmica. Por lo general se toma igual al peso de la superestructura.

Notas:

En el cálculo de la fuerza de fluencia, la sumatoria se hace sobre todas las columnas que soportan la superestructura excluyendo los estribos y columnas con apoyos que no restringen el desplazamiento en la dirección considerada.

Los puentes que tienen columnas esbeltas y las mismas soportan gran carga axial, son susceptibles a inestabilidad debido a los efectos denominados $P - \Delta$. Tales efectos reducen la rigidez de los elementos y debe ser considerados.

5.3.2. Demanda sísmica

La demanda de un sismo se representa a través de los espectros de respuesta, estos espectros suponen un cinco por ciento de amortiguamiento viscoso respecto del amortiguamiento crítico (**Figura 2.3** y **Figura 2.4**) y deben ser modificados para otros valores de amortiguamiento.

Un valor del cinco por ciento es apropiado para un comportamiento esencialmente elástico. Una vez que los elementos plastifican y se deterioran, la rigidez general decrece, por lo tanto, los niveles de amortiguamiento aumentan en función de la ductilidad de desplazamientos definida como:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (5.30)$$

Donde:

Δ Desplazamiento para el cual se calcula la ductilidad.

Δ_y Desplazamiento de fluencia.

Se introduce de esta manera el llamado amortiguamiento viscoso efectivo ξ_{ef} , igual a la suma del amortiguamiento elástico más el amortiguamiento histerético de la estructura.

Un amortiguamiento superior al 5% reduce las ordenadas del espectro elástico de pseudoaceleraciones. Para esta reducción de ordenadas del espectro por el aumento del amortiguamiento se consideran los factores de amortiguamiento, B_s y B_L , que modifican al espectro de respuesta en los distintos rangos de períodos. Los factores de amortiguamiento para los rangos de períodos cortos, B_s , y períodos largos, B_L , se indican en la **Tabla 5.3**. Estos factores dependen de la ductilidad de desplazamientos.

Tabla 5.3. Relaciones de amortiguamientos efectivos y factores de amortiguamiento, B_s y B_L .

Tipo de subestructura	Relación de amortiguamiento viscoso efectivo, ξ_{ef}	Factor de amortiguamiento, B_s	Factor de amortiguamiento, B_L
No dúctil, columnas convencionalmente diseñadas	$0.05 + 0.16(1 - 1/\mu)$	$\left[\xi_{ef}/0.05 \right]^{0.5}$	$\left[\xi_{ef}/0.05 \right]^{0.3}$
Dúctil, columnas diseñadas sísmicamente	$0.05 + 0.24(1 - 1/\mu)$		
Apoyos deslizantes	0.20		

A partir del espectro de pseudoaceleraciones, se define al coeficiente de demanda sísmica, C_d , como:

$$C_d = \frac{S_a}{g} \quad (5.31)$$

Donde:

S_a Pseudoaceleración espectral.

g Aceleración de la gravedad.

Para puentes con períodos cortos, el coeficiente de demanda, incluyendo el factor de amortiguamiento B_s , se expresa por:

$$C_d = \frac{2.5 C_a}{B_s} = \frac{b}{B_s}, \text{ para } T < T_2 \quad (5.32)$$

Para el caso de puentes con períodos $T > T_2$, el coeficiente de demanda, incluyendo el factor de amortiguamiento B_L , se expresa por:

$$C_d = \frac{C_v}{T B_L} \quad (5.33)$$

Despejando el período:

$$T = \frac{C_v}{C_d B_L} \quad (5.34)$$

Para expresar el coeficiente de demanda C_d en términos de los desplazamientos espectrales S_d , se utiliza la expresión que relaciona los espectros elásticos de aceleraciones y desplazamientos (Hudson, 1956):

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \quad (5.35)$$

Entonces, el desplazamiento espectral se puede escribir como:

$$S_d = S_a \left[T^2 / 4\pi^2 \right] = g \frac{C_v}{T B_L} \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (5.36)$$

Despejando el período:

$$T = \frac{4\pi^2 S_d B_L}{C_v g} \quad (5.37)$$

Igualando las expresiones (5.34) y (5.37):

$$\frac{C_v}{C_d B_L} = \frac{4\pi^2 S_d B_L}{C_v g} \quad (5.38)$$

Finalmente, el coeficiente de demanda se expresa como:

$$C_d = \frac{g}{S_d} \left[\frac{C_v}{B_L 2\pi} \right]^2, \text{ para } T \geq T_2 \quad (5.39)$$

En la **Figura 5.7** se representa el espectro de demandas para valores determinados de amortiguamiento B_s y B_L .

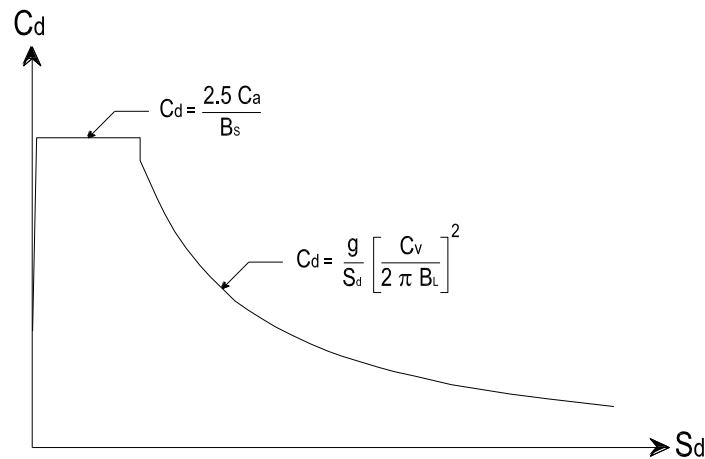


Figura 5.7. Espectro de demanda para un determinado valor de ductilidad.

5.3.3. Espectro de Capacidad / Demanda

Como el puente se modela como una estructura de un grado de libertad, la curva de capacidad expresada por la ecuación (5.25) es coincidente con el espectro de capacidad (Galíndez *et al.*, 2000). Por lo tanto, se pueden representar en un mismo dibujo, el espectro de capacidad y el espectro de demanda. A esta representación se la denomina el espectro de Capacidad / Demanda. En la **Figura 5.8** se presenta un espectro de Capacidad / Demanda para distintos valores de amortiguamiento efectivo calculados de acuerdo a **Tabla 5.3**.

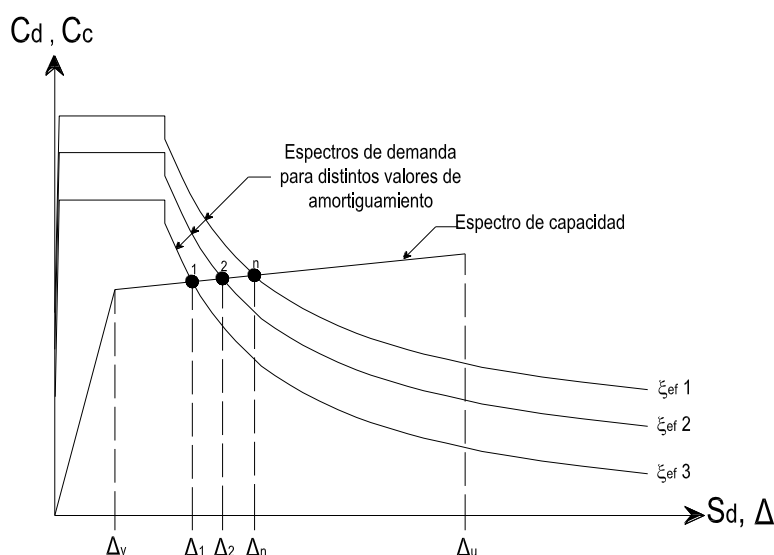


Figura 5.8. Espectro de Capacidad / Demanda.

El método D1 utiliza el espectro de Capacidad / Demanda para determinar relaciones C/D del puente sujeto a un terremoto, y el punto de desempeño (punto de intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad).

5.3.4. Procedimiento del método D1

El procedimiento del método para obtener relaciones C/D para distintos estados límites y la respuesta del puente consta de tres partes:

Parte A: Inicialización y cálculo de la capacidad del puente.

Parte B: Cálculo de los índices C/D.

Parte C: Cálculo de la respuesta del puente (F, Δ).

Parte A: Inicialización y cálculo de la capacidad del puente.

Paso A1. Obtener las ordenadas espectrales de pseudoaceleraciones para los períodos de 0.2 y 1.0seg, es decir b y C_v . (Anexo 1).

Paso A2. Calcular el período de transición T_2 con la ecuación (2.1).

Paso A3. Calcular el peso de la superestructura (W) y la rigidez elástica (k_1) en ambas direcciones (longitudinal y transversal). Estimar la rigidez post-fluencia (k_2).

Paso A4. Calcular el período elástico (T) de la estructura en cada dirección (longitudinal y transversal) y comparar con T_2 (Paso A2).

Paso A5. Si el puente tiene un período $T < T_2$ (Paso A4), calcular la respuesta elástica como:

$$F_{el} = b W \quad (5.40)$$

$$\Delta_{el} = \frac{F_{el}}{k_1} \quad (5.41)$$

Si el puente tiene un período $T \geq T_2$ (Paso A4), calcular la respuesta elástica como:

$$F_{el} = \frac{C_v W}{T} \quad (5.42)$$

$$\Delta_{el} = \frac{F_{el}}{k_1} \quad (5.43)$$

Paso A6. Calcular F_y a partir de la ecuación (5.28) en las dos direcciones.

Paso A7. Calcular Δ_y con:

$$\Delta_y = \frac{F_y}{k_1} \quad (5.44)$$

Paso A8. Comparar Δ_{el} (Paso A5) con Δ_y (Paso A7). Si $\Delta_{el} > \Delta_y$, significa que el puente plastificará. Entonces, ir al Paso B1.

Si $\Delta_{el} \leq \Delta_y$ significa que el puente permanece elástico para el sismo estudiado en el Paso A1. Además, todos los índices C/D son mayores que 1.0, y la respuesta del puente (Parte C) es la misma que la calculada en el Paso A5.

Seleccionar $\Delta = \Delta_{el}$, $F = F_{el}$ e ir al Paso C6.

Parte B: Verificación de las relaciones Capacidad / Demanda.

Paso B1. Determinar los estados límites para los cuales se quiere conocer las relaciones C/D, y estimar o calcular los correspondientes desplazamientos Δ_{LS} . Estos pueden ser por ejemplo: desplazamiento de plastificación de la estructura, desplazamiento para una dada rotación plástica de las columnas, un desplazamiento igual al ancho disponible de apoyos en pilas o estribos, etc.

Paso B2. Calcular el coeficiente de capacidad C_c para cada estado límite con la ecuación (5.25).

Paso B3. A partir del período de vibración T (Paso A4), calcular el factor de amortiguamiento correspondiente B_S o B_L de **Tabla 5.3** para cada uno de los desplazamientos o estados límites.

Paso B4. Calcular el tamaño del sismo correspondiente a cada estado límite, utilizando las siguientes expresiones:

$$(b)_{LS} = C_{CLS} B_S \text{ para } T < T_2 \quad (5.45)$$

$$(C_v)_{LS} = 2\pi B_L \sqrt{C_{CLS} \frac{\Delta_{LS}}{g}} \text{ para } T \geq T_2 \quad (5.46)$$

Paso B5. Calcular las relaciones C/D para cada estado límite usando las siguientes ecuaciones:

$$r_{LSi} = \frac{(b)_{LSi}}{(b)_d} \text{ para } T < T_2 \quad (5.47)$$

$$r_{LSi} = \frac{(C_v)_{LSi}}{(C_v)_d} \text{ para } T \geq T_2 \quad (5.48)$$

Donde:

$(b)_d$ Es la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleración de la demanda sísmica.

$(C_v)_d$ Es la pseudoaceleración para el período de 1.0seg de la demanda sísmica.

Paso B6. Analizar las relaciones C/D.

Si $r_{LSi} \geq 1.5$, el estado límite es poco probable de ser alcanzado.

Si $1.0 \leq r_{LSi} < 1.5$, el estado límite puede ser alcanzado y se debe pensar en una estrategia de mejora.

Si $r_{LSi} < 1$, el estado límite es muy probable de ser alcanzado, y en este caso se deben pensar estrategias de rehabilitación que por ejemplo incrementen la capacidad de deformación, rigidez, etc.

Parte C: Respuesta del puente

Como el punto de desempeño no se conoce de antemano, se debe utilizar un procedimiento iterativo ya que los factores de amortiguamiento dependen de la ductilidad de desplazamiento. Los pasos básicos para determinar la respuesta del puente para un sismo dado se listan a continuación:

Paso C1. Iniciar la iteración seleccionando un desplazamiento Δ igual al desplazamiento del puente suponiendo comportamiento elástico (Δ_{el} de Paso A5), y calcular la ductilidad μ a partir de la ecuación (5.30).

Paso C2. Con el valor de la ductilidad (Paso C1), calcular el factor de amortiguamiento utilizando la **Tabla 5.3**.

Paso C3. Calcular el coeficiente de capacidad C_c usando la ecuación (5.25).

Paso C4. Calcular el desplazamiento espectral S_d utilizando cualquiera de las siguientes ecuaciones según corresponda:

$$S_d = \frac{\Delta}{C_c} \frac{b}{B_S} \text{ para } T < T_2 \quad (5.49)$$

$$S_d = \frac{g}{C_c} \left[\frac{C_v}{B_L 2\pi} \right]^2 \text{ para } T \geq T_2 \quad (5.50)$$

Paso C5. Comparar el desplazamiento espectral S_d calculado en el Paso C4 con el valor supuesto de desplazamiento Δ (Paso C1 o del Paso C5 anterior) y si coinciden, ir al Paso C6, de lo contrario, seleccionar $\Delta = S_d$, recalculer la ductilidad μ , e ir al Paso C2 para continuar con el método iterativo hasta llegar a la solución.

Paso C6. Calcular las fuerzas en las pilas individuales, en apoyos y fundaciones utilizando el desplazamiento Δ .

Por último, comparar la suma total con la fuerza lateral total sobre el puente (corte basal), utilizando la ecuación (5.25).

6

EVALUACION DETALLADA DE PUENTES SOBRE AVENIDA CIRCUNVALACION

6.1. Introducción

A partir del análisis de los índices de rehabilitación (Capítulo 4), se determinó que el puente más comprometido desde el punto de vista sísmico es el P4, entonces, a este se lo evaluó con las dos metodologías presentadas en el Capítulo 5, mientras que al resto de los puentes (P1, P2, P3 y P5) se le aplicó únicamente el método del espectro de capacidad. La evaluación detallada, como segunda etapa del procedimiento general de rehabilitación se llevó a cabo con el fin de decidir si es necesario un estudio de la estrategia de rehabilitación para mejorar la capacidad sísmica de los puentes.

En este capítulo se presentan los resultados de dos metodologías de evaluación detallada, basadas en relaciones de Capacidad / Demanda aplicadas sobre el puente P4. También se presentan los resultados de los espectros de Capacidad / Demanda de los puentes P1, P2, P3 y P5.

6.2. Materiales

En los planos de diseño (Dirección Nacional de Vialidad, 1978) se especifican los materiales utilizados en el proyecto de los puentes, como ser, el tipo de hormigón y de acero para cada elemento con sus respectivas resistencias nominales mínimas. A falta de valores experimentales, se utilizaron los valores nominales mínimos para definir las curvas tensión - deformación de ambos materiales.

6.2.1. Acero

En base a resultados experimentales llevados a cabo en el laboratorio del Instituto de estructuras “Arturo M. Guzmán” sobre barras de acero ADN – 420 de diferentes diámetros (6, 8, 12 y 16mm), las especificaciones técnicas de las empresas que fabrican acero en el país, se utilizó un modelo de curva tensión – deformación con tres regiones (Computer and Structures, Inc., 2008). Estas son: una región elástica, una región perfectamente plástica, y una región de endurecimiento por deformación.

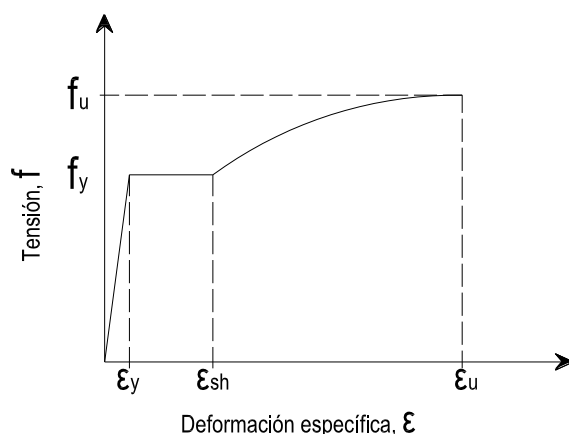


Figura 6.1. Parámetros que definen la Curva Tensión – Deformación del acero ADN-420.

En la **Figura 6.1** se indica la porción traccionada de la curva, para la parte comprimida se consideran las mismas ecuaciones.

Las tres regiones de la curva se definen por las siguientes ecuaciones:

Para $\varepsilon \leq \varepsilon_y$ (Región elástica)

$$f = E \varepsilon \quad (6.1)$$

Para $\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$ (Región perfectamente plástica)

$$f = f_y \quad (6.2)$$

Para $\varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u$ (Región de endurecimiento por deformación)

$$f = f_y + (f_u - f_y) \sqrt{\frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}} \quad (6.3)$$

Donde:

ε Deformación específica.

f Tensión.

E Módulo de elasticidad.

f_y Tensión de fluencia.

f_u Tensión última.

ε_{sh} Deformación en el inicio del endurecimiento por deformación.

ε_u Deformación específica última.

Para el acero utilizado en el puente, ADN – 420, los valores de los parámetros son:

$$E = 200000 \text{MPa}$$

$$f_y = 420 \text{MPa}$$

$$f_u = 1.5f_y = 630 \text{MPa}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.01$$

$$\varepsilon_u = 0.09$$

6.2.2. Hormigón

Para la ley constitutiva del hormigón se utilizó el modelo propuesto por Mander, Priestley y Park, 1998. Esta ley es aplicable a todas las formas de secciones y todos los niveles de confinamiento, y está definida por las siguientes ecuaciones, referidas a la nomenclatura de la **Figura 6.2**:

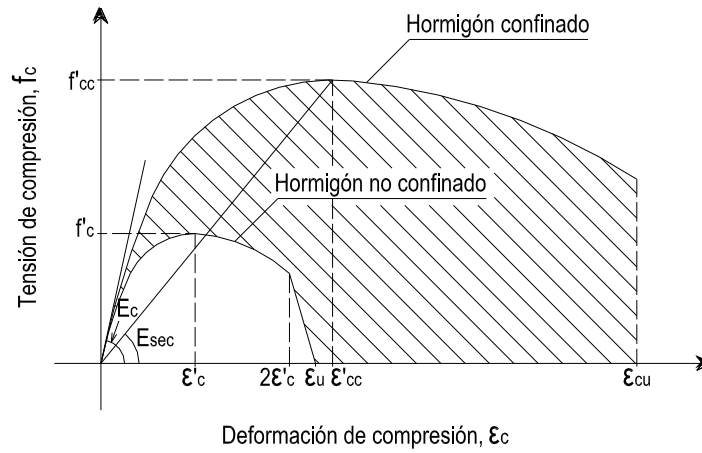


Figura 6.2. Modelo tensión – deformación del hormigón en compresión.

$$f_c = \frac{f_{cc} \times r}{r - 1 + x^r} \quad (6.4)$$

$$f_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_L}{f'_c}} - \frac{2 f'_L}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (6.5)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}} \quad (6.6)$$

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_c \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (6.7)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (6.8)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon'_{cc}} \quad (6.9)$$

Donde:

f_c	Tensión de compresión.
ε_c	Deformación de compresión.
f'_{cc}	Resistencia a la compresión del hormigón confinado, este valor depende del confinamiento provisto por la armadura de transversal.
f'_c	Resistencia a la compresión del hormigón no confinado.
ε'_c	Deformación del hormigón no confinado para la tensión f'_c .
ε_u	Capacidad de deformación última del hormigón no confinado y deformación en el inicio del desprendimiento del recubrimiento para el caso de hormigón confinado.
ε_{cu}	Capacidad de deformación última del hormigón confinado.
ε'_{cc}	Deformación del hormigón confinado para la tensión f'_{cc} .
f_L	Tensión lateral efectiva de confinamiento provista por el acero de confinamiento.

Suponiendo que los espirales aplican una presión aproximadamente uniforme, la presión de confinamiento puede calcularse a partir de la tensión desarrollada en los espirales (Park y Paulay, 1975). La presión lateral sobre el hormigón f_L alcanza un valor máximo cuando los espirales alcanzan la tensión de fluencia f_{yh} . Si d_s es el diámetro del espiral medido eje a eje del mismo, A_{sp} es el área transversal del espiral y s es el paso. El equilibrio de fuerzas referido al diagrama de cuerpo libre de media sección requiere que:

$$f_L s d_s = 2 f_{yh} A_{sp} \quad \therefore \quad f_L = \frac{2 f_{yh} A_{sp}}{s d_s} \quad (6.10)$$

Ver Figura 6 3:

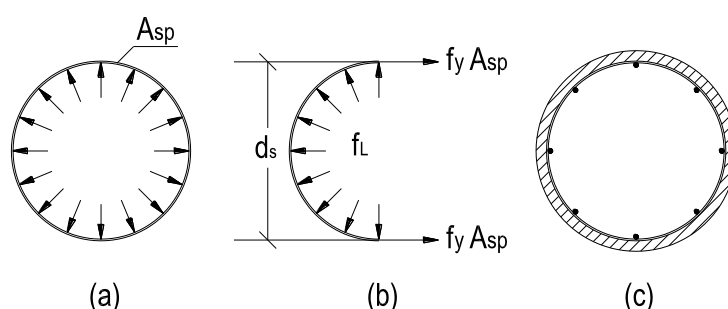


Figura 6 3. Confinamiento del hormigón. (a) Presiones sobre espirales. (b) Diagrama de cuerpo libre de fuerzas. (c) Confinamiento del núcleo de hormigón por espirales, región no rayada.

La tensión lateral efectiva de confinamiento f_L , está relacionada a la tensión promedio de confinamiento f_L , por la expresión:

$$f_L = K_e f_L \quad (6.11)$$

Donde:

K_e Coeficiente de efectividad del confinamiento. Relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado con el área nominal del núcleo confinado limitado por los ejes de los espirales perimetrales. Un valor típico para sección circular es de 0.95 (Priestley, Seible y Calvi, 1996).

Cuando el valor de f_L es nulo, la ecuación (6.5) se vuelve apropiada para hormigón no confinado. En este caso, la porción lineal de la curva del hormigón no confinado ($2\varepsilon'_c < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$) está definida por:

$$f_c = \left(\frac{2 f_c r}{r-1+2r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2 \varepsilon'_c} \right) \quad (6.12)$$

La capacidad de deformación última del hormigón confinado, ε_{cu} , es una función del acero de confinamiento. El área rayada de la **Figura 6.2** representa la capacidad adicional para almacenar energía de deformación provista por el acero de confinamiento. Dicha área está limitada a la capacidad de energía de deformación disponible debajo de la curva tensión – deformación del acero de confinamiento cuando se deforma hasta su valor último.

El valor ε_{cu} puede estimarse igualando la capacidad de energía de deformación del acero transversal cuando se deforma hasta alcanzar un valor de tensión f_{uh} con el valor de la capacidad adicional de energía absorbida por el hormigón resultante del confinamiento (área rayada). Suponiendo que A_1 es el área rayada entre las curvas del hormigón confinado y no confinado, y A_2 es el área bajo la curva tensión – deformación del acero de confinamiento y que ρ_s es la relación volumétrica del acero de confinamiento, igualando energías, el valor apropiado de ε_{cu} se determina cuando se verifica la igualdad $A_1 = \rho_s A_2$.

Para el hormigón utilizado en la subestructura, los valores de los parámetros del hormigón no confinado son:

$$\gamma = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \frac{9.80665 \text{ N}}{\text{kg } 1000} = 23.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$f_c = 20.59 \text{ MPa}$$

$$E = 4730 \sqrt{f_c} = 21463 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon'_c = \frac{2 f_c}{E} = 0.001919$$

6.3. Modelo del puente P4

6.3.1. Hipótesis

Para estudiar las solicitaciones y deformaciones, se utilizó un modelo simple del puente con la ayuda del programa computacional SAP2000. (Computers & Structures, 1999). Algunas de las hipótesis hechas en el análisis son:

- a. Para el caso de las acciones sísmicas, no se consideraron las fuerzas inerciales correspondientes a las sobrecargas de uso, porque los puentes no están ubicados en áreas metropolitanas, por lo tanto, la probabilidad de congestión de tráfico es baja.
- b. Se evaluaron las demandas elásticas (sin considerar el factor de reducción de fuerzas) para los dos niveles de sismos: *Sismo Menor* y *Sismo Mayor*.
- c. A la superestructura (tablero, vigas y diafragmas), se la tuvo en cuenta en el análisis únicamente por su masa sísmica.
- d. El sistema resistente a las acciones sísmicas son las pilas, que están formadas por dos columnas de 1.10m de diámetro, vinculadas superiormente por una viga dintel de 1.3m de ancho y 1.5m de alto. En el sector inferior cuentan con cabezales de pilotes rígidos.
- e. En el sentido longitudinal del puente, las columnas se consideraron empotradas elásticamente en las bases (cabezales de pilotes).
- f. Para el sentido transversal, el comportamiento de las columnas es diferente, ya que se consideraron elásticamente empotradas en la parte inferior (cabezales de pilotes) y en la parte superior (viga dintel). Las vigas de dintel poseen suficiente rigidez como para generar tal restricción.
- g. No se consideraron los efectos $P - \Delta$ de las columnas.
- h. No se consideró la rigidez de estribos en la respuesta del puente.
- i. Los apoyos de estribos restringen únicamente desplazamiento vertical (apoyos deslizantes).

En la **Figura 6.4** se indican las dimensiones adoptadas para modelar el puente en el programa computacional. Como se puede notar hay dos alturas diferentes de pilas, las pilas exteriores (1, 2, 5 y 6) están formadas por columnas de 9.69m de altura, mientras que las dos pilas internas (3 y 4) se componen por dos columnas de 9.315m de alto. Todas las columnas se modelaron con armaduras longitudinales y transversales variables a lo largo de la altura según se indican en los planos de diseño (Anexo 3). En la figura, también se indican los centros de masas, lugares donde se supone actúan las acciones sísmicas.

En la **Figura 6.5** se indica una vista del modelo de elementos finitos utilizado en el análisis.

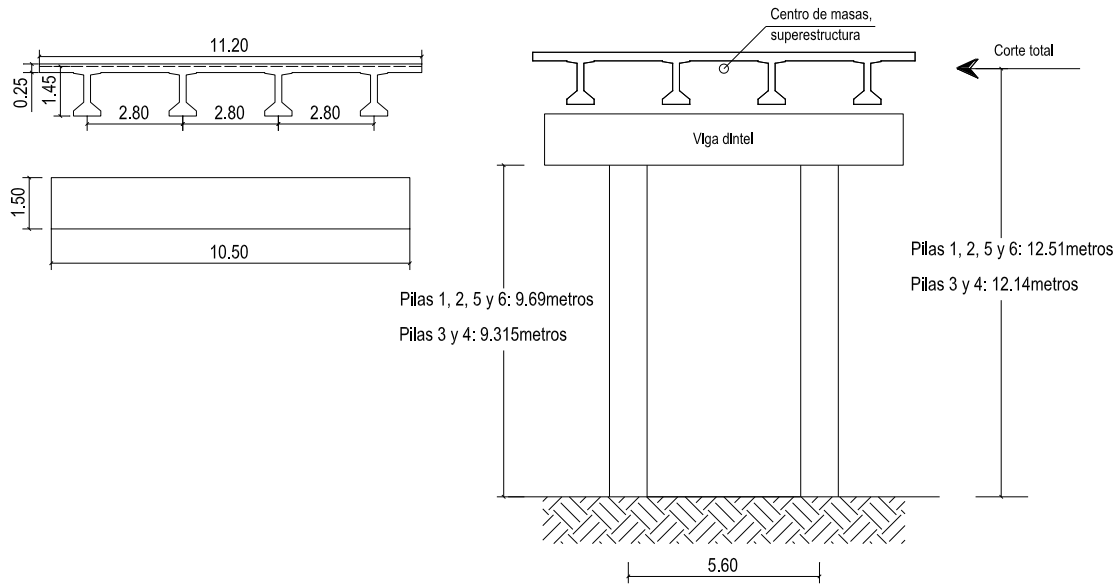


Figura 6.4. Dimensiones del tablero, viga dintel y altura de pilas del modelo del puente P4

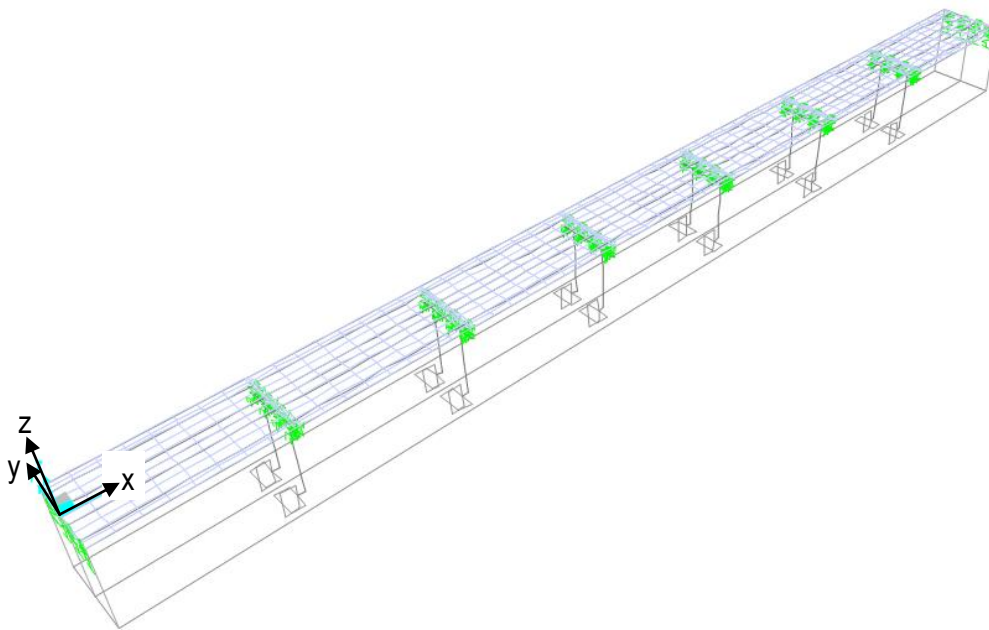


Figura 6.5. Modelo de elementos finitos (SAP2000, 1999).

6.3.2. Propiedades

Las masas consideradas en el análisis sísmico corresponden al peso de elementos dividido por la aceleración de la gravedad $g = 9.80665 \text{ m/seg}^2$.

Peso del tablero por unidad de longitud: $Q_{\text{tab}} = A_{\text{tab}} \gamma = 4.6\text{m}^2 \cdot 23.54 \text{ kN/m}^3 = 108.28 \text{ kN/m}$

Peso de la viga dintel: $P_{\text{vd}} = 1.3\text{m} \cdot 1.5\text{m} \cdot 10.5\text{m} \cdot 23.54 \text{ kN/m}^3 = 481.98\text{kN}$

Peso de un diafragma: $P_d = 0.30\text{m} \cdot 1.10\text{m} \cdot 9.70\text{m} \cdot 23.54 \text{ kN/m}^3 = 75.35\text{kN}$

Peso de columna por unidad de longitud: $Q_{\text{col}} = A_g \gamma = 0.95\text{m}^2 \cdot 23.54 \text{ kN/m}^3 = 22.36 \text{ kN/m}$

Ante la excitación sísmica, se espera que las columnas del puente respondan inelásticamente, por lo tanto, se adoptaron para el modelo las rigideces efectivas de la sección, que reflejan el grado de fisuración del hormigón y la fluencia de la armadura.

El momento de inercia efectivo, I_e , depende de la relación $P_{\text{axial}}/(A_g f_c)$ y de la cuantía geométrica de la armadura longitudinal $\rho_l = A_{\text{st}}/A_g$. Los momentos de inercia efectivos se presentan en la **Figura 6.6** en función de las relaciones mencionadas anteriormente. Puede notarse que para cuantías típicas del 1 al 3% y para relaciones de cargas axiales entre 10 y 30%, corresponde un momento de inercia efectivo entre el 35 y 60% del momento de inercia de la sección bruta (Priestley, Seible y Calvi, 1996).

En nuestro caso, se adoptó un valor del 47% del momento de inercia de la sección bruta como valor efectivo, considerando la variación de cargas axiales que existe en el análisis para todos los estados de carga, y la variación de cuantías geométricas entre columnas y secciones de la misma columna del 1.1 al 1.7%.

Para el análisis elástico se utilizó una relación de amortiguamiento $\xi = 0.05$.

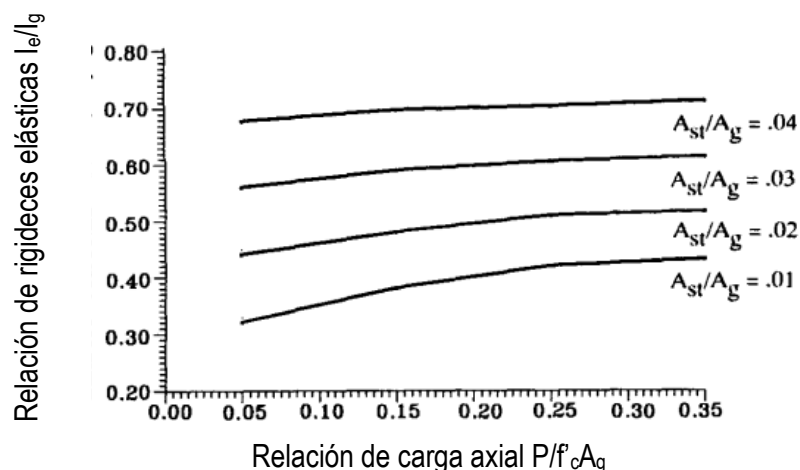


Figura 6.6. Rigidez efectiva de secciones circulares fisuradas de hormigón armado (Priestley, Seible y Calvi 1996)

6.3.3. Análisis modal

A partir de las características dinámicas del puente, con el análisis modal se determinaron los principales modos de vibración con sus períodos correspondientes, los factores de participación de masas de traslación y de rotación en el sentido longitudinal (X), transversal (Y) y vertical (Z), resumidos en la **Tabla 6.1**. Las primeras cuatro formas modales se indican en **Figura 6.7** a **Figura 6.10**.

Tabla 6.1. Períodos de vibración y factores de participación de masas de traslación y rotación.

Modo	Período T	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	2.163	0.954	0	0	0	0	0
2	1.215	0	0.001	0	0	0	0.247
3	1.178	0	0.499	0	0.020	0	0.361
4	0.856	0	0.471	0	0.013	0	0.357
5	0.561	0	0	0	0	0	0.008
6	0.347	0	0.001	0	0.006	0	0.001
7	0.308	0	0	0.217	0	0.165	0
8	0.250	0	0	0	0	0	0
9	0.243	0	0	0	0	0.078	0
10	0.232	0	0	0.055	0	0.041	0
11	0.227	0	0	0	0	0.023	0
12	0.225	0	0	0.019	0	0.015	0
13	0.224	0	0	0	0	0.035	0
14	0.224	0	00	0.032	0	0.020	0
15	0.214	0	0	0	0.030	0	0
Sumatoria		0.954	0.972	0.323	0.069	0.377	0.974

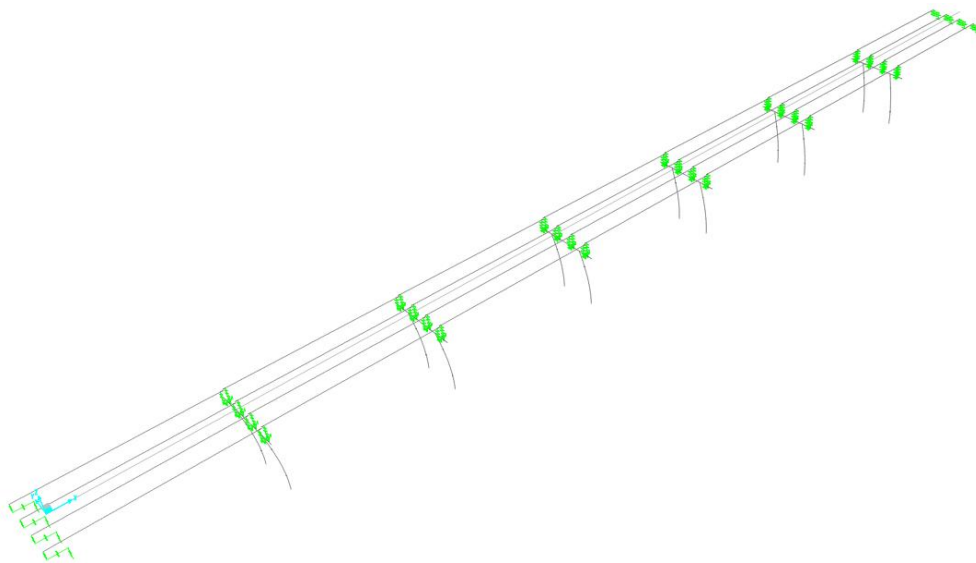


Figura 6.7. Forma modal 1 (Longitudinal).

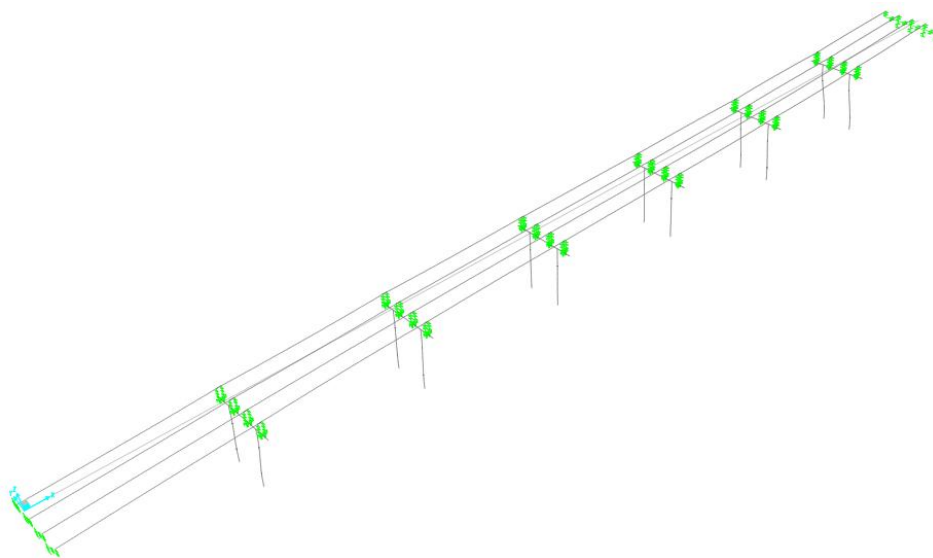


Figura 6.8. Forma modal 2 (Torsional).

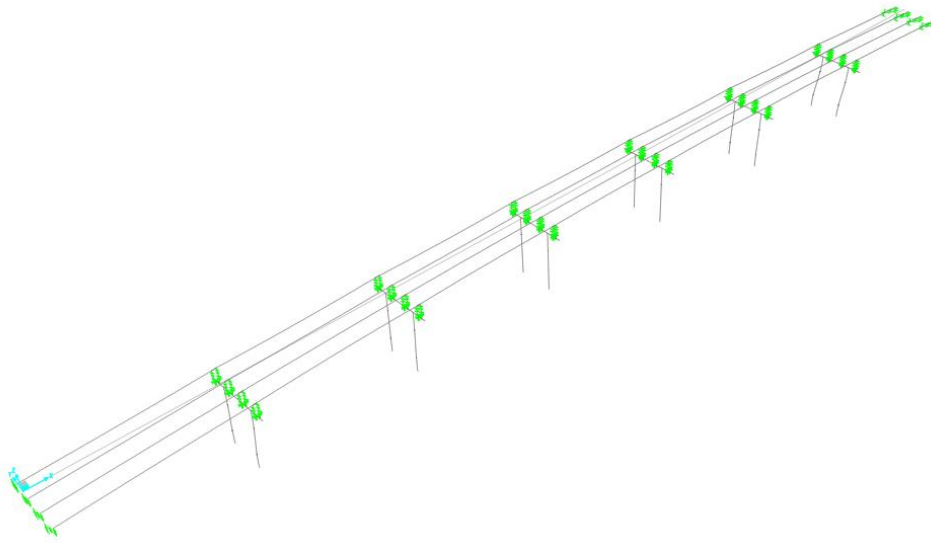


Figura 6.9. Forma modal 3 (Transversal).

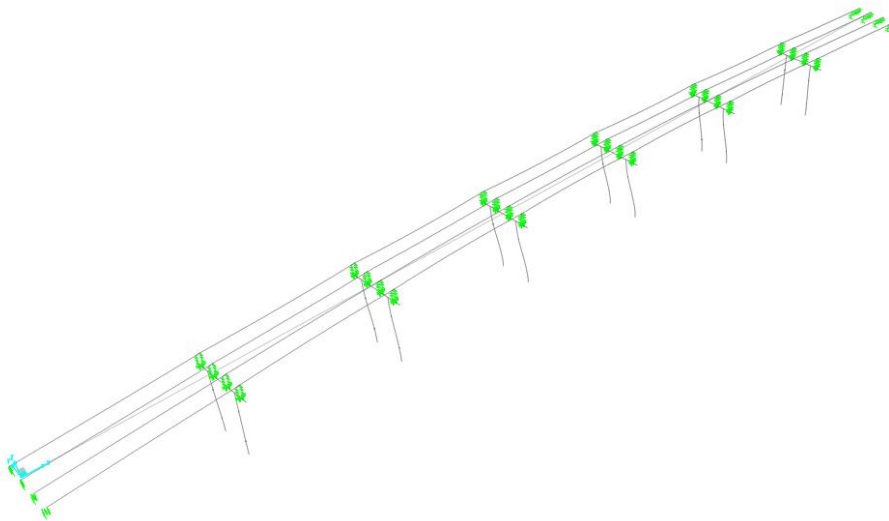


Figura 6.10. Forma modal 4 (Transversal).

6.4. Método C: Capacidad / Demanda de componentes del Puente P4

6.4.1. Relaciones C/D de apoyos

Relaciones C/D de desplazamientos

Teniendo en cuenta que el comportamiento dinámico de los apoyos es generalmente no lineal, y que por lo tanto las técnicas lineales elásticas no son del todo efectivas para determinar desplazamientos, movimientos fuera de fase de los distintos elementos, deformaciones por contracción, fluencia, golpes entre superestructura cuando vibra el puente con las ondas sísmicas, entre otros, hacen dificultoso determinar los desplazamientos relativos reales entre superestructura y subestructura.

Por lo antes mencionado, para obtener una aproximación más real habría que incluir en el análisis los efectos de la flexibilidad de la fundación y la interacción suelo-estructura. Como tampoco se conocen realmente las propiedades del suelo, se optó por utilizar como indicador de la demanda de desplazamientos la ecuación (3.2) tanto en pilas como en los estribos.

En la **Tabla 6.2** se presentan los valores calculados de las relaciones C/D para desplazamientos en estribos y en pilas, calculados con los siguientes valores de variables:

$$L = 24\text{m}$$

$$B = 11.2\text{m}$$

$$H = 4.845\text{m (Estribos)}$$

$$H = 12.11\text{m (Pilas)}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$C_v = 0.1408, \text{ y } 0.4991, \text{ para el Sismo Menor y Mayor respectivamente.}$$

Tabla 6.2. Relaciones C/D de desplazamientos en apoyos de estribos y pilas.

Sismo	Estribos			Pilas		
	N(c) [mm]	N(d) [mm]	r_{ad}	N(c) [mm]	N(d) [mm]	r_{bd}
Menor	700	367	1.91	625	521	1.20
Mayor	700	507	1.38	625	720	0.87

Relaciones C/D de fuerzas

Demandas

Para obtener las demandas de fuerzas elásticas transversales en cada línea de apoyos, se utilizó un criterio conservador (con resultados aproximados a los obtenidos con la modelación numérica computacional), multiplicando un porcentaje del peso de un tramo de superestructura

por la máxima pseudoaceleración del espectro elástico para cada nivel de sismo. El porcentaje es de 75% para los estribos, y del 50% para las pilas como indica la **Figura 6.11**.

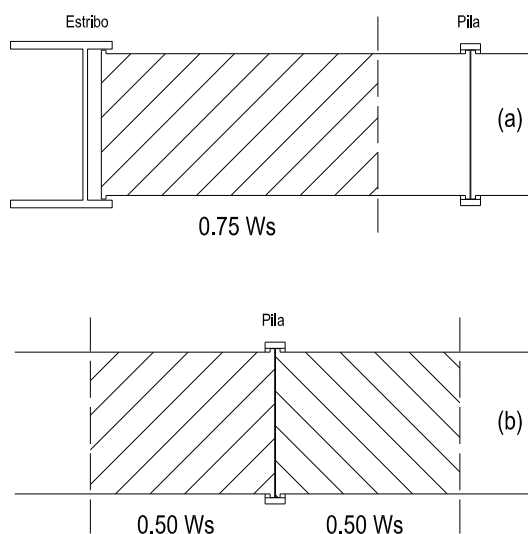


Figura 6.11. Pesos de superestructura considerados para hallar las demandas de fuerzas horizontales en los apoyos. (a) Estribos. (b) Pilas.

Peso de superestructura por tramo:

$$W_s = 108.28 \text{ kN/m} \cdot 24\text{m} + 75.35\text{kN} \cdot 2 \text{ diafragmas} = 2749.4\text{kN}$$

Sismo Menor:

$$\text{Estribos: } H(d) = 0.75 W_s b = 0.75 \cdot 2749.4\text{kN} \cdot 0.259 = 534.1\text{kN}$$

$$\text{Pilas: } H(d) = 0.5 W_s b = 0.5 \cdot 2749.4\text{kN} \cdot 0.259 = 356.1\text{kN}$$

Sismo Mayor:

$$\text{Estribos: } H(d) = 0.75 W_s b = 0.75 \cdot 2749.4\text{kN} \cdot 0.827 = 1705.3\text{kN}$$

$$\text{Pilas: } H(d) = 0.5 W_s b = 0.5 \cdot 2749.4\text{kN} \cdot 0.827 = 1136.9\text{kN}$$

En el caso de las pilas, las líneas de apoyo son dos, por lo tanto el valor total de la demanda es el doble de $H(d)$.

En el apéndice D.2 (FHWA, 2006) se indica la fuerza horizontal mínima a soportar por cada línea de apoyos para regiones de poca a mediana intensidad como una fracción de la carga tributaria vertical de la superestructura, este valor corresponde con el 25%. La carga mínima en cada línea de apoyos es:

$$H_{\min} = 0.25 \left(W_s / 2 \right) = 0.25 \left(2749.4 / 2 \right) = 343.7\text{kN}$$

Capacidad

En los planos de diseño (Dirección Nacional de Vialidad, 1978), se indican dos tipos de apoyos utilizados según la ubicación. Los apoyos en estribos y pilas exteriores (1 y 6) son del tipo deslizantes compuestos de neopreno armado, los apoyos de las pilas interiores (2, 3, 4, y 5) son apoyos armados de neopreno de dureza Shore 60. En el mismo documento se indican las cargas máximas horizontales y verticales de los apoyos deslizantes.

Capacidad de carga de apoyos deslizantes:

Carga máxima horizontal en cada apoyo: 10ton = 98.1kN, por lo tanto, para cada línea de apoyos suponiendo idealmente que todos soportan la misma carga, la capacidad de fuerza transversal es:

$$H_{ap} = 4 \cdot 98.1 = 392.4\text{kN} \text{ (Estribos, pilas 1 y 6)}$$

Capacidad de carga de apoyos de neopreno armado:

Para hallar las capacidades de carga de los apoyos de las pilas 2, 3, 4, y 5, se utilizaron las recomendaciones de apoyos de puentes de neopreno (Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, 1995). El Valor estimado de la capacidad de carga horizontal se obtuvo a partir de la limitación de distorsión transversal, suponiendo además un comportamiento lineal de los mismos.

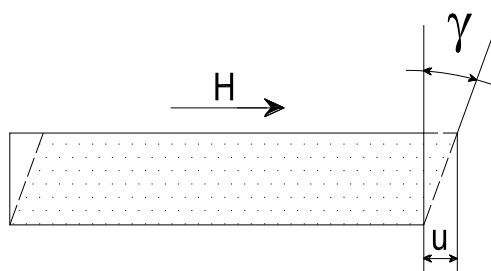


Figura 6.12. Deformación y distorsión en apoyo de neopreno armado debido a la fuerza horizontal H.

Distorsión admisible total por cargas dinámicas:

$$\text{tg} \gamma = \frac{u}{T_{ap}} \leq 1 \quad (6.13)$$

Donde:

u Deformación horizontal.

T_{ap} Altura del apoyo.

Para lograr la distorsión admisible, es necesario que se aplique una carga horizontal H tal que:

$$H = \tau a b \quad (6.14)$$

En donde la tensión tangencial puede expresarse como el producto entre el módulo de elasticidad transversal G y la distorsión γ , entonces la carga horizontal para cada uno de los apoyos puede obtenerse como:

$$H = G \gamma a b = G \frac{u}{T_{ap}} a b = \frac{20 \text{ kg/cm}^2 \cdot 4 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}}{4 \text{ cm}} = 18000 \text{ kg} = 176.5 \text{ kN}$$

Para acciones instantáneas: $16 \text{ kg/cm}^2 \leq G \leq 24 \text{ kg/cm}^2$

Entonces, para cada línea de apoyos, suponiendo distribución uniforme de carga en los cuatro apoyos:

$$H_{ap} = 4 \cdot 176.5 = 706 \text{ kN (Pilas 2, 3, 4, y 5)}$$

Capacidad de carga de las ménsulas de hormigón armado:

En cada pila, la superestructura está limitada a movimiento horizontal por las ménsulas de hormigón armado que forma la viga dintel en ambos extremos. Ver **Figura 6.13**.

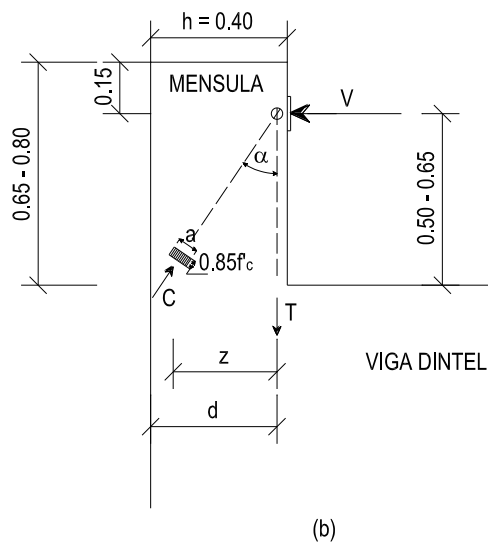


Figura 6.13. Restricciones de movimiento horizontal. Ménsulas de hormigón en pilas.

El ancho de las restricciones transversales de hormigón en la región de apoyos es de 1.3m, igual al ancho de la viga dintel, de manera simplificada y con el objeto de determinar un valor aproximado de su capacidad soporte se las estudió como ménsulas a partir de las recomendaciones del Reglamento Argentino de estructuras de hormigón (CIRSOC 201, 2005).

En el caso de una carga transversal generada por el sismo que supere la capacidad resistente de los apoyos de neopreno, se generaría un desplazamiento transversal de la superestructura, las ménsulas restringen dicho movimiento en cuanto los diafragmas hacen contacto con tal elemento estructural, por esta razón es necesario conocer el valor del esfuerzo transversal que

son capaces de sostener las mismas en ambos extremos de la viga dintel. En reglamento indica que las ménsulas cortas, con relación luz de corte, a , y altura útil, d , sea menor que 2, se pueden diseñar con el modelo de puntal para el caso de construcción monolítica entre ménsula y soporte.

Considerando el equilibrio y adoptando un brazo de palanca $z = 0.85 d$ (Park y Paulay, 1975), el esfuerzo de corte que puede soportar la ménsula es de:

$$V_m = \phi A_s z f_y / a \quad (6.15)$$

Donde A_s es el área de la armadura longitudinal (10 barras de 16mm de diámetro). El valor del factor de reducción de resistencia ϕ para este caso es 0.75.

El menor valor del esfuerzo de corte se tiene en la ménsula más larga de la viga dintel (luz de corte $a = 0.65m$).

$$V_m = \frac{0.75 \cdot 0.00201m^2 \cdot 0.85 \cdot 0.36m \cdot 420MPa}{0.65m} = 0.3MN = 300kN$$

Entonces, en las pilas se pueden sumar los valores de las capacidades de carga de la ménsula más la de las dos líneas de apoyos para obtener la capacidad de fuerza transversal horizontal total:

$$H(c) = V + 2 H_{ap} = (300 + 2 \cdot 706)kN = 1712kN$$

En la **Tabla 6.3** se presentan los valores calculados de las relaciones capacidad / demanda para fuerzas en el sector de apoyos de estribos y en pilas.

Tabla 6.3. Relaciones C/D de fuerzas de apoyos en estribos y pilas.

Sismo	Estritos			Pilas		
	H(c) [kN]	H(d) [kN]	r_{bf}	H(c) [kN]	H(d) [kN]	r_{bf}
Menor	392.4	534.1	0.73	1712	712.2	1.65
Mayor	392.4	1705.3	0.23	1712	2273.8	0.75

6.4.2. Relaciones C/D de columnas

Paso 1. Demanda de momentos elásticos en ambos extremos de las columnas.

Cargas gravitatorias

Las solicitaciones elásticas debido a las cargas gravitatorias, en ambos extremos de las columnas se presentan en la **Tabla 6.4**.

Tabla 6.4. Solicitaciones en columnas debidas a cargas gravitatorias.

Pila	Posición	Carga Axial [kN]	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
			V [kN]	M [kN-m]	V [kN]	M [kN-m]
1	Superior	-1620.21	12.92	-19.89	2.05	-12.74
	Inferior	-1835.80	12.92	-145.11	2.05	7.10
2	Superior	-1657.53	8.85	-1.29	1.77	-10.99
	Inferior	-1873.13	8.85	-87.05	1.77	6.13
3	Superior	-1657.25	3.37	7.18	1.91	-11.37
	Inferior	-1864.50	3.37	-24.23	1.91	6.37

Demandas sísmicas

Los valores de solicitaciones elásticas de las columnas del puente para los dos niveles de sismos actuando en dirección longitudinal se indican en **Tabla 6.5**, para los sismos actuando en dirección transversal se indican en la **Tabla 6.6**.

Como el puente tiene simetría en los dos sentidos, las solicitaciones elásticas son las mismas para la pila 1 y la 6, para la 2 y la 5, y también para las pilas 3 y 4, por este motivo en la tablas aparecen únicamente tres pilas en lugar de seis, además las solicitaciones de las columnas de una misma pila son idénticas en valor absoluto.

Tabla 6.5. Solicitaciones elásticas de columnas. Sismos en sentido longitudinal.

Sismo	Pila	Posición	Carga Axial [kN]	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
				V [kN]	M [kN-m]	V [kN]	M [kN-m]
Menor	1	Superior	7.85	121.54	171.23	0.01	0.07
		Inferior	7.94	127.57	1368.50	0.02	0.07
	2	Superior	5.27	121.77	171.57	0.01	0.03
		Inferior	5.31	125.88	1370.99	0.01	0.04
	3	Superior	4.58	134.72	191.28	0.00	0.02
		Inferior	4.66	138.46	1464.01	0.01	0.03
Mayor	1	Superior	24.37	430.69	605.97	0.03	0.22
		Inferior	24.64	444.31	4850.37	0.07	0.21
	2	Superior	15.95	431.53	607.01	0.02	0.10
		Inferior	16.22	445.33	4859.12	0.04	0.13
	3	Superior	13.86	477.47	677.12	0.01	0.07
		Inferior	14.10	490.13	5189.05	0.03	0.09

La posición superior se refiere a la cara en contacto con la viga dintel, y la inferior a la cara de la columna en contacto con el cabezal de pilotes.

Las direcciones longitudinal o transversal, se refieren a los valores en los ejes globales x e y del puente respectivamente.

Tabla 6.6. Solicitaciones elásticas de columnas. Sismos en sentido transversal.

Sismo	Pila	Posición	Carga Axial [kN]	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
				V [kN]	M [kN-m]	V [kN]	M [kN-m]
Menor	1	Superior	743.46	28.71	130.13	273.81	1269.26
		Inferior	743.55	29.92	155.58	282.59	1438.12
	2	Superior	494.85	17.77	80.13	193.73	907.38
		Inferior	494.96	18.57	96.96	204.09	1033.76
	3	Superior	667.76	6.65	28.59	266.93	1197.66
		Inferior	667.90	6.91	34.81	280.58	1369.35
Mayor	1	Superior	2635.33	101.78	461.26	970.58	4499.19
		Inferior	2635.66	106.07	551.47	1001.70	5097.74
	2	Superior	1754.09	62.98	284.04	686.72	3216.40
		Inferior	1754.46	65.81	343.70	723.44	3664.35
	3	Superior	2367.03	23.56	101.66	946.31	4245.41
		Inferior	2367.54	24.50	123.37	994.59	4854.02

Para las cargas sísmicas en sentido longitudinal, el diagrama de momentos tiene un único signo a lo largo de la altura de columna. Para el sentido transversal, el diagrama de momentos flectores tiene distintos signos en ambos extremos. En ambas tablas los momentos están en valor absoluto.

Combinación de acciones:

Para tener en cuenta las incertidumbres direccionales y la ocurrencia simultanea de las fuerzas sísmicas en dos direcciones perpendiculares, se utilizaron dos combinaciones o estados de carga de las mismas, que consisten en sumar al 100% del valor absoluto de la respuesta o sollicitación elástica (normal, flector o corte), resultante del análisis en un sentido (longitudinal o transversal), el 30% de la respuesta correspondientes al análisis en el otro sentido perpendicular (AASHTO, 2002).

Estado de carga 1: 100% del valor absoluto de las sollicitaciones en columnas debidas al sismo (Menor o Mayor) actuando en sentido longitudinal mas el 30% del valor absoluto de las sollicitaciones en las columnas debidas al sismo en sentido transversal.

$$E_1 = S_{EL} + 0.3 S_{ET} \quad (6.16)$$

Las sollicitaciones combinadas de las columnas para el estado de carga número uno se presentan en la **Tabla 6.7**.

Tabla 6.7. Solicitaciones elásticas de columnas. Estado de carga 1.

Sismo	Pila	Posición	Carga Axial [kN]	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
				V [kN]	M [kN-m]	V [kN]	M [kN-m]
Menor	1	Superior	230.89	130.15	210.26	82.15	380.85
		Inferior	231.01	134.55	1415.17	84.80	431.50
	2	Superior	153.73	127.10	195.61	58.12	272.25
		Inferior	153.80	131.45	1400.08	61.24	310.17
	3	Superior	204.91	136.71	199.85	80.09	359.32
		Inferior	205.03	140.53	1474.46	84.19	410.84
Mayor	1	Superior	814.96	461.23	744.35	291.20	1349.98
		Inferior	815.34	476.13	5015.81	300.58	1529.53
	2	Superior	542.18	450.43	692.22	206.03	965.02
		Inferior	542.56	465.07	4962.23	217.07	1099.43
	3	Superior	723.96	484.53	707.62	283.90	1273.70
		Inferior	724.36	479.48	5226.06	298.41	1456.30

Estado de carga 2: 100% del valor absoluto de las solicitaciones en columnas debidas al sismo (Menor o Mayor), actuando en sentido transversal mas el 30% del valor absoluto de las solicitaciones en las columnas debidas al sismo en sentido longitudinal.

$$E_2 = S_{ET} + 0.3 S_{EL} \quad (6.17)$$

Las solicitaciones combinadas de las columnas para el estado de carga número dos se presentan en la **Tabla 6.8**.

Tabla 6.8. Solicitaciones elásticas de columnas. Estado de carga 2.

Sismo	Pila	Posición	Carga Axial [kN]	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
				V [kN]	M [kN-m]	V [kN]	M [kN-m]
Menor	1	Superior	745.81	65.17	181.49	273.81	1269.28
		Inferior	745.94	67.59	566.13	282.59	1438.14
	2	Superior	496.43	54.30	131.60	193.73	907.39
		Inferior	496.55	56.33	508.26	204.10	1033.77
	3	Superior	669.13	47.06	85.97	266.96	1197.67
		Inferior	669.30	48.45	474.02	280.58	1369.36
Mayor	1	Superior	2642.64	230.99	643.05	970.59	4499.25
		Inferior	2643.05	239.36	2006.58	1001.72	5097.80
	2	Superior	1758.88	192.44	466.14	686.72	3216.43
		Inferior	1759.32	199.40	1801.44	723.45	3664.39
	3	Superior	2371.18	166.80	304.79	946.31	4245.43
		Inferior	2371.77	171.54	1680.09	994.60	4854.05

Comparando los valores puede notarse que los sismos actuando en dirección transversal al eje del puente generan valores más elevados en la mayoría de los casos, por lo tanto los valores de el estado de cargas número dos se consideraron para combinar con el estado de cargas gravitatorias con el fin de obtener los valores finales para hallar las relaciones Capacidad / Demanda.

Demanda de Momentos elásticos

El valor del momento flector elástico resultante se calculo teniendo en cuenta los momentos flectores del estado de cargas número dos de las demandas sísmicas elásticas en columnas, mas los valores correspondientes a las cargas gravitatorias con la siguiente expresión:

$$M_R = \sqrt{(M_L)^2 + (M_T)^2} \quad (6.18)$$

Donde:

M_L Momento flector longitudinal, en kNm.

M_T Momento flector transversal, en kNm.

El momento longitudinal, y el transversal tienen dos componentes, una debida al sismo (E), y otra debida a las cargas gravitatorias (D). Los valores del momento flector resultante M_R en los dos extremos de las columnas se presentan en la **Tabla 6.9**. Los valores de M_R son usados con las cargas axiales máximas positivas o negativas para evaluar la columna.

Tabla 6.9. Demanda de momentos flectores elásticos máximos resultantes en columnas.

Sismo	Pila	Posición	Dirección longitudinal		Dirección transversal		Momento M_R [kN-m]
			D [kN]	E [kN-m]	D [kN]	M [kN-m]	
Menor	1	Superior	19.89	181.49	12.74	1269.28	1297.74
		Inferior	145.11	566.13	7.10	1438.14	1610.77
	2	Superior	1.29	131.60	10.99	907.39	927.94
		Inferior	87.05	508.26	6.13	1033.77	1198.24
	3	Superior	7.18	85.97	11.37	1197.67	1212.62
		Inferior	24.23	474.02	6.37	1369.36	1463.18
Mayor	1	Superior	19.89	643.05	12.74	4499.25	4560.44
		Inferior	145.11	2006.58	7.10	5097.80	5539.84
	2	Superior	1.29	466.14	10.99	3216.43	3261.09
		Inferior	87.05	1801.44	6.13	3664.39	4127.84
	3	Superior	7.18	304.79	11.37	4245.43	4268.22
		Inferior	24.23	1680.09	6.37	4854.05	5150.57

Paso 2. Momentos nominales de columnas

Los momentos nominales de las columnas, basados en las dimensiones geométricas y en las resistencias nominales de los materiales se obtuvieron en las regiones extremas de las columnas, es decir las zonas de potenciales formación de rótulas plásticas a partir de un análisis seccional con el SAP2000.

Las armaduras longitudinales y transversales en las pilas de las columnas son variables a lo largo de su altura, en la **Figura 6.14** se indican las secciones de columnas en las regiones extremas. Se indican las armaduras longitudinales y transversales, incluyendo la relación de áreas o cuantía geométrica longitudinal y la relación de volumen de armadura transversal respecto del volumen del núcleo confinado de hormigón.

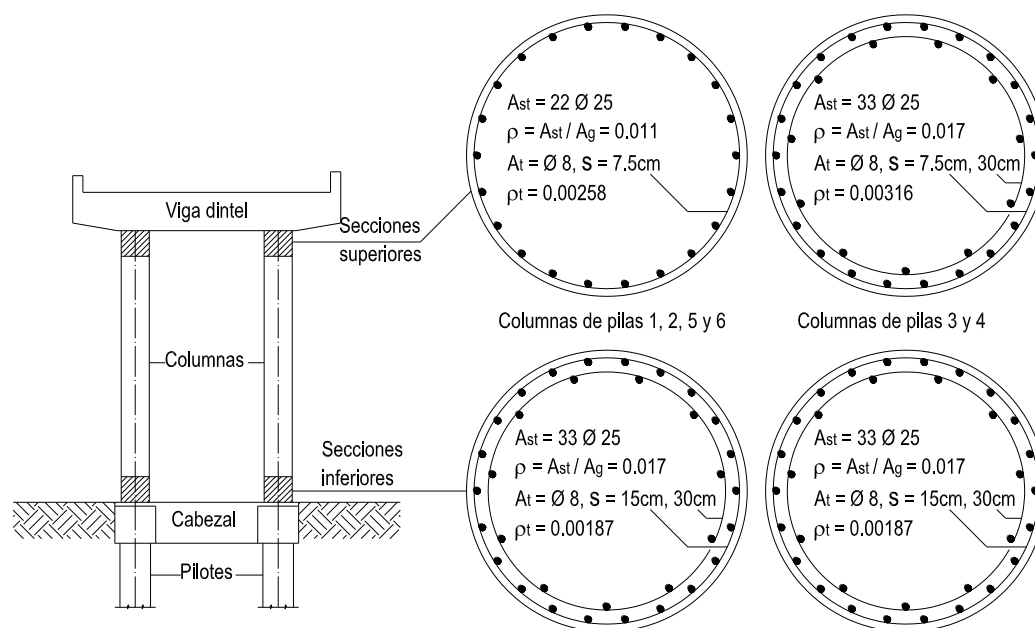


Figura 6.14. Secciones transversales de columnas.

Las combinaciones de carga axial versus momento nominal en las secciones se indican en los diagramas de interacción de la **Figura 6.15**. El diagrama en línea de trazo corresponde a la sección superior de las columnas de pilas 1, 2, 5 y 6, el diagrama con línea continua corresponde a las secciones inferiores de las columnas de pilas 1, 2, 5 y 6 que coincide con el de las columnas de las pilas 3 y 4 en ambas secciones.

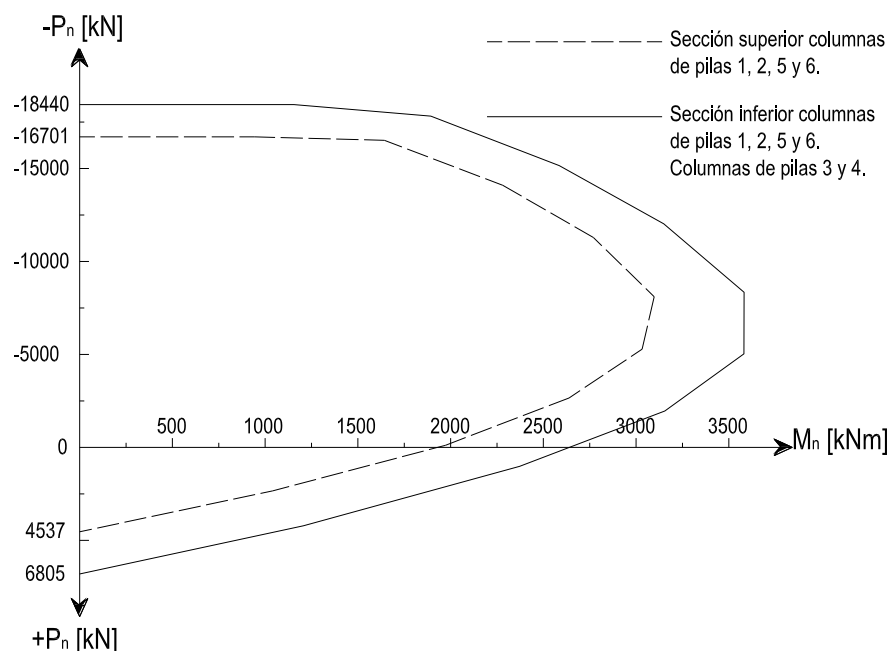


Figura 6.15. Diagramas de interacción de las secciones de columnas.

Los momentos nominales de las columnas en el plano de las pilas, se calcularon para los esfuerzos axiales debido a las cargas gravitatorias (**Tabla 6.4**), sumando o restando la carga axial sísmica resultante de la articulación plástica en las columnas como se explica en el artículo 7.2.2 de la especificación AASHTO 2002.

Paso 2.1. Momentos de sobrerresistencia de columnas. Cargas axiales gravitatorias.

El momento de sobrerresistencia M_o , toma en cuenta todos los factores posibles que pueden contribuir a un incremento en el momento resistente por encima del valor nominal. Estos factores incluyen pero no limitado a:

- Tensión de fluencia del acero mayor que la tensión de fluencia especificada.
- Resistencia adicional del acero debido al endurecimiento por deformación para grandes deformaciones del mismo.
- Resistencia del hormigón mayor al valor especificado.
- Dimensiones de las secciones mayores que las supuestas.
- Compresión axial en miembros flexionados debido a las restricciones laterales.
- Armadura adicional colocada por propósitos constructivos que no se tienen en cuenta para el diseño.
- Hipótesis conservativas en la derivación de las ecuaciones para obtener la resistencia nominal.

El momento de sobrerresistencia se relaciona con el momento nominal a partir de la siguiente expresión:

$$M_o = \phi_o M_n \quad (6.19)$$

Donde:

ϕ_o Factor de sobrerresistencia mayor que la unidad. Para las columnas se adopto un valor de 1.4 según recomendaciones del la Federal Highway Administration (FHWA, 2006).

Los resultados del análisis seccional con las cargas gravitatorias aplicadas en las secciones superior e inferior de las columnas se resumen en la **Tabla 6.10**.

Tabla 6.10. Momentos nominales y de sobrerresistencia de columnas en sus extremos.

Pila	Posición	Fuerza axial gravitatoria [kN]	Momento M_n [kNm]	Momento $M_o = 1.4M_n$ [kNm]
1	Superior	-1620.21	2415.0	3381.0
	Inferior	-1835.80	3152.0	4412.8
2	Superior	-1657.53	2424.0	3393.6
	Inferior	-1873.13	3161.0	4425.4
3	Superior	-1657.25	3125.0	4375.0
	Inferior	-1864.5	3159.0	4422.6

Los esfuerzos de corte en columnas se calcularon con los valores de los momentos M_o en cada extremo dividido por la luz libre existente entre viga dintel y cabezal como:

Paso 2.2. Esfuerzos de corte en columnas.

$$V_o = \frac{\phi_o(M_{ns} + M_{ni})}{L_c} = \frac{(M_{os} + M_{oi})}{L_c} \quad (6.20)$$

Donde:

V_o Esfuerzo de corte en columna debido al momento de sobrerresistencia.

Pila 1:

$$\text{Esfuerzo de corte en una columna: } V_o = \frac{(3381 + 4412.8) \text{ kNm}}{9.69 \text{ m}} = 804.3 \text{ kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte total en la pila: } V_{oT} = 2 V_o = 2 \cdot 804.3 \text{ kN} = 1608.6 \text{ kN}$$

Pila 2:

$$\text{Esfuerzo de corte en una columna: } V_o = \frac{(3393.6 + 4425.4) \text{ kNm}}{9.69 \text{ m}} = 806.91 \text{ kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte total en la pila: } V_{oT} = 2 V_o = 2 \cdot 806.91 \text{ kN} = 1613.82 \text{ kN}$$

Pila 3:

$$\text{Esfuerzo de corte en una columna: } V_o = \frac{(4375 + 4422.6) \text{ kNm}}{9.315 \text{ m}} = 944.5 \text{ kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte total en la pila: } V_{oT} = 2 V_o = 2 \cdot 944.5 \text{ kN} = 1889.0 \text{ kN}$$

Paso 2.3. Fuerzas axiales en columnas debidas al momento de vuelco generado por el corte total.

El valor del corte total en cada pila aplicado en el centro de masas de la superestructura, multiplicado por la distancia que existe entre el centro de masas y la base de las columnas da el momento de vuelco (ver **Figura 6.4**). El valor del esfuerzo axial es igual al momento de vuelco dividido la distancia entre ejes de columnas. El momento de vuelco sobrecarga a una columna y descarga la otra columna de una misma pila.

$$\text{Pila 1: } N_o = 1608.6\text{kN} \cdot 12.51\text{m} / 5.6\text{m} = \pm 3593.50\text{kN}$$

$$\text{Pila 2: } N_o = 1613.82\text{kN} \cdot 12.51\text{m} / 5.6\text{m} = \pm 3605.16\text{kN}$$

$$\text{Pila 3: } N_o = 1889\text{kN} \cdot 12.14\text{m} / 5.6\text{m} = \pm 4095.10\text{kN}$$

Paso 2.4. Momentos de sobrerresistencia de columnas revisados. Cargas axiales gravitatorias $\pm$ cargas axiales debidas al momento del vuelco.

En este paso, se combinaron los esfuerzos axiales de las cargas gravitatorias y los correspondientes al momento de vuelco, se obtuvieron nuevamente los momentos nominales y de sobrerresistencia de ambos extremos de las columnas.

Los valores de momentos de sobrerresistencia de la **Tabla 6.11** se utilizan para calcular los esfuerzos de corte revisados en las pilas.

Tabla 6.11. Momentos nominales y de sobrerresistencia de columnas en sus extremos combinando las cargas axiales gravitatorias y las generadas por el momento de vuelco.

Pila	Posición	Fuerza axial gravitatoria [kN]	Fuerza axial por vuelco [kN]	Axial total [kN]	Momento M_n [kNm]	Momento M_o [kNm]
1	Superior	-1620.21	+3593.50	+1973.29	1287.0	1801.8
			-3593.50	-5213.71	3211.0	4495.4
	Inferior	-1835.80	+3593.50	+1757.70	2172.0	3040.8
			-3593.50	-5429.30	3811.0	5335.4
2	Superior	-1657.53	+3605.16	+1947.63	1311.0	1835.4
			-3605.16	-5262.69	3220.0	4508.0
	Inferior	-1873.13	+3605.16	+1732.03	2179.0	3050.6
			-3605.16	-5478.29	3817.0	5343.8
3	Superior	-1657.25	+4095.10	+2437.85	1958.0	2741.2
			-4095.10	-5752.35	3889.0	5444.6
	Inferior	-1864.50	+4095.10	+2230.60	2005.0	2807.0
			-4095.10	-5959.60	3873.0	5422.2

Pila 1:

$$\text{Esfuerzo de corte en columna traccionada: } V_{ot} = \frac{(1801.8+3040.8)\text{kNm}}{9.69\text{m}} = 499.75\text{kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte en columna comprimida: } V_{oc} = \frac{(4495.4+5335.4)\text{kNm}}{9.69\text{m}} = 1014.53\text{kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte total en la pila: } V_{oT} = V_{ot} + V_{oc} = 1514.28\text{kN}$$

Pila 2:

$$\text{Esfuerzo de corte en columna traccionada: } V_{ot} = \frac{(1835.4+3050.6)\text{kNm}}{9.69\text{m}} = 504.23\text{kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte en columna comprimida: } V_{oc} = \frac{(4508+5343.8)\text{kNm}}{9.69\text{m}} = 1016.7\text{kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte total en la pila: } V_{oT} = V_{ot} + V_{oc} = 1520.93\text{kN}$$

Pila 3:

$$\text{Esfuerzo de corte en columna traccionada: } V_{ot} = \frac{(2741.2+2807)\text{kNm}}{9.315\text{m}} = 595.62\text{kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte en columna comprimida: } V_{oc} = \frac{(5444.6+5422.2)\text{kNm}}{9.315\text{m}} = 1166.59\text{kN}$$

$$\text{Esfuerzo de corte total en la pila: } V_{oT} = V_{ot} + V_{oc} = 1762.21\text{kN}$$

La diferencia entre estos valores totales de corte calculados en el paso actual (*Paso 2.4*) difieren en un valor menor al 10% del valor calculado en el *Paso 2.2* para las tres pilas, por lo tanto no se necesito iterar.

Paso 3. Relaciones capacidad de momento nominal / demanda de momento elástico

Se supuso que plastificarán únicamente las columnas y las fundaciones permanecerán elásticas. En la **Tabla 6.12** se presentan las relaciones C/D para los dos niveles de sismos.

Tabla 6.12. Relaciones capacidad de momento nominal / demanda de momento elástico en las columnas para los dos niveles de sismos.

Pila	Posición	Axial [kN]	Capacidad M_n [kNm]	Sismo Menor		Sismo Mayor	
				Demanda M_R [kNm]	r_{ec}	Demanda M_R [kNm]	r_{ec}
1	Superior	+1973.29	1287.0	1297.74	0.99	4560.44	0.28
		-5213.71	3211.0		2.47		0.70
	Inferior	+1757.70	2172.0	1610.77	1.35	5539.84	0.39
		-5429.30	3811.0		2.37		0.69
2	Superior	+1947.63	1311.0	927.94	1.41	3261.09	0.40
		-5262.69	3220.0		3.47		0.99
	Inferior	+1732.03	2179.0	1198.24	1.82	4127.84	0.53
		-5478.29	3817.0		3.19		0.92
3	Superior	+2437.85	1958.0	1212.62	1.61	4268.22	0.46
		-5752.35	3889.0		3.21		0.91
	Inferior	+2230.60	2005.0	1463.18	1.37	5150.57	0.39
		-5959.60	3873.0		2.65		0.75

Paso 4. Relaciones C/D de anclajes, empalmes y confinamiento transversal en base de columnas

Como se supuso que las fundaciones permanecen elásticas, estamos en presencia del caso III (Sección 5.2.2), entonces se verifican los anclajes de la armadura longitudinal, los empalmes de la armadura longitudinal y el confinamiento transversal de las columnas.

Paso 4.1. Anclajes.

En la parte inferior, en todas las columnas de las pilas se anclan 33 barras de 25mm de diámetro en el cabezal de pilotes con una profundidad de 1500mm. 22 de las 33 barras poseen ganchos a 90° pero no corresponden tratarlos como ganchos normales según el CIRSOC 201, 2005, entonces se estudiaron los requerimientos de longitud de anclaje para barras rectas según la ecuación (5.5).

$$k_s = \frac{420000 - 75845}{33.1} = 10397.43$$

$$c = \text{Menor}\{\text{recubrimiento } 38\text{mm, mitad de dist. entre barras } 60\text{mm}\} = 38\text{mm}$$

No se tuvo en cuenta el confinamiento que brinda la armadura transversal, entonces $k_{tr} = 0$.

$$c/d_b = 38/25 = 1.52 < 2.5$$

Entonces, la longitud de anclaje necesaria es:

$$L_a(d) = \frac{2.626 \cdot 10397.43 \cdot 25}{(1 + 2.5 \cdot 1.52)\sqrt{20590}} = 991\text{mm} > 30 \cdot 25 = 750\text{mm}$$

Como $L_a(c) = 1500\text{mm} > L_a(d) = 991\text{mm}$, significa que las longitudes de anclaje son suficientes en las pilas de los puentes.

Paso 4.2. Empalmes.

Todas las columnas tienen empalmes en la zona de articulaciones plásticas, por esta razón pueden perder rápidamente la resistencia a flexión, a menos que se tenga suficiente armadura transversal. El área mínima de la armadura transversal requerida para evitar una falla rápida en el empalme debido a cargas cíclicas está dada por la expresión (5.8):

Pilas 1, 2, 5 y 6.

En estas pilas se tienen empalmadas 22 barras de 25mm de diámetro de manera escalonada con una longitud de empalme de 1700mm. Los espirales tienen un paso de 150mm, entonces el área necesaria (demanda) de armadura transversal es:

$$A_{tr}(d) = \frac{150}{1700} 491 = 43.3\text{mm}^2$$

La armadura transversal consiste en espirales de 8mm de diámetro, entonces:

$$A_{tr}(c) = 50.3\text{mm}^2$$

La mínima longitud de empalme dada por la ecuación (5.9) es:

$$L_s(d) = \frac{4885 \cdot 25}{\sqrt{20590}} = 851\text{mm}$$

$L_s(c) = 1700\text{mm} > L_s(d)$, además $A_{tr}(c) > A_{tr}(d)$, y $s = 150\text{mm}$, entonces el índice C/D se calcula con la expresión (5.11):

$$r_{cs} = \frac{50.3}{43.3} r_{ec} = 1.16 r_{ec}$$

Pilas 3 y 4.

En estas pilas se tienen empalmadas 22 barras de 25mm de diámetro de manera escalonada con una longitud de empalme de 1700mm en la cara exterior de la columna, y 11 barras de 25mm de diámetro de manera escalonada en el interior (tienen mayor recubrimiento). Los espirales exteriores tienen un paso de 150mm, los interiores de 300. Entonces el área necesaria (demanda) de armadura transversal es:

$$\text{Paso de 150mm: } A_{tr}(d) = \frac{150}{1700} 491 = 43.3\text{mm}^2$$

Paso de 300mm: $A_{tr}(d) = \frac{300}{1700} 491 = 86.6 \text{ mm}^2$

En ambos casos, la armadura transversal consiste en espirales de 8mm de diámetro, entonces:

$$A_{tr}(c) = 50.3 \text{ mm}^2$$

Para los espirales exteriores se cumple $L_s(c) = 1700 \text{ mm} > L_s(d)$, $A_{tr}(c) > A_{tr}(d)$, y $s = 150 \text{ mm}$, entonces el índice C/D se calcula con la expresión (5.11):

$$r_{cs} = \frac{50.3}{43.3} r_{ec} = 1.16 r_{ec}$$

Para los espirales interiores $L_s(c) = 1700 \text{ mm} > L_s(d)$, $A_{tr}(c) < A_{tr}(d)$, y $s > 150 \text{ mm}$, entonces la relación C/D se determina a partir de la expresión (5.10):

$$r_{cs} = \frac{50.3}{86.6} \left[\frac{\left(\frac{150}{300} \right) 1700}{\left(\frac{4885}{\sqrt{20590}} \right) 25} \right] r_{ec} = 0.58 r_{ec}$$

En el apéndice D.5.2. del manual FHWA, 2006 se indica que r_{cs} no puede ser menor a $0.75 r_{ec}$, por lo tanto para los espirales inferiores se tiene que $r_{cs} = 0.75 r_{ec}$.

Por lo tanto para las columnas de las pilas 3 y 4, y haciendo un promedio ponderado de las 33 barras resulta una relación C/D aproximadamente de:

$$r_{cs} = r_{ec}$$

En la **Tabla 6.13** se resumen los valores calculados de r_{cs} para los dos niveles de sismos. Para cada pila se indican dos valores del índice, el valor superior corresponde a la columna con carga axial positiva, el valor inferior a la columna con carga axial de compresión, ambas al considerar las cargas gravitatorias y de sobrerresistencia de las rótulas plásticas (cargas axiales por vuelco).

Tabla 6.13. Relaciones C/D de empalmes en región inferior de columnas.

Pila	Sismo Menor		Sismo Mayor	
	r_{ec}	r_{cs}	r_{ec}	r_{cs}
1	1.35	1.57	0.39	0.45
	2.37	2.75	0.69	0.80
2	1.82	2.11	0.53	0.61
	3.19	3.70	0.92	1.07
3	1.37	1.37	0.39	0.39
	2.65	2.65	0.75	0.75

Paso 4.3. Confinamiento transversal.

Para verificar el confinamiento transversal en la región de articulaciones plásticas, se utiliza la expresión (5.12):

Todas las columnas tienen la misma relación volumétrica de armadura transversal en la región inferior de rótulas plásticas, $\rho(c) = 0.00187$. La relación volumétrica necesaria está dada por el mayor valor entre las dos expresiones siguientes:

$$\rho(d) = 0.45 \left(\frac{0.95}{0.85} - 1 \right) \frac{20.59}{420} = 0.00260 \text{ (De acuerdo a (5.15)).}$$

$$\rho(d) = 0.12 \frac{20.59}{420} = 0.00588 \text{ (De acuerdo a (5.16))}$$

Las relaciones máximas $P_c/f'_c A_g$ para las tres pilas son:

$$\text{Pila 1: } \frac{5429.3}{(20590 \cdot 0.95)} = 0.28$$

$$\text{Pila 2: } \frac{5478.29}{(20590 \cdot 0.95)} = 0.28$$

$$\text{Pila 3: } \frac{5959.6}{(20590 \cdot 0.95)} = 0.31$$

Valores aproximadamente iguales, se adopto un valor de 0.3 para hallar el factor k_1 dado por la ecuación (5.14).

$$k_1 = \frac{0.00187}{0.00588(0.5 + 1.25 \cdot 0.3)} = 0.363$$

Como en las regiones de estudio hay dos capas de armadura transversal con separaciones de 150 y 300mm, por esto se adoptó un valor promedio para hallar el factor k_2 .

$$k_2 = \text{Menor} \left\{ 6 \cdot 25 / 225 = 0.67; 0.2 \cdot 1100 / 225 = 0.98 \right\} = 0.67$$

Por lo tanto el indicador de ductilidad es:

$$\mu = 2 + 4 \left(\frac{0.363 + 0.67}{2} \right) = 4.1$$

El valor más pequeño de r_{ec} es 0.39, para el Sismo Mayor en la pila número uno, pero el índice de ductilidad es igual 4.1, por lo tanto el mínimo valor de $r_{cc} = 4.1 \cdot 0.39 = 1.6 > 1$. Por lo tanto el confinamiento transversal en las columnas según el índice es suficiente.

Paso 5. Relaciones C/D de anclajes, empalmes y confinamiento transversal en la parte superior de columnas

Paso 5.1. Anclajes.

En la parte superior de las columnas, todas las barras se anclan una longitud de 1200mm en la viga dintel, y la longitud de anclaje requerida, al igual que en la parte inferior es:

$$L_a(d) = 991\text{mm}$$

Como $L_a(c) = 1200\text{mm} > L_a(d) = 991\text{mm}$, se puede decir que las longitudes de anclaje son suficientes en las pilas de los puentes.

Paso 5.2. Empalmes.

En la región de rótulas plásticas superiores no existen empalmes.

Paso 5.3. Confinamiento transversal.

En la parte superior las columnas cuentan con una densificación de armadura transversal, con valores superiores a los de la región inferior. Como en la región inferior el confinamiento es suficiente, significa que en la parte superior también lo será.

Paso 6. Relación C/D de corte en columnas

Paso 6.1. Demanda.

La demanda corresponde al corte que se genera en la columna cuando en las regiones de articulación plástica se llega al valor del momento de sobrerresistencia, los mayores valores de corte se obtienen considerando la máxima carga de compresión en la columna. Como las columnas de las pilas indican una deficiencia en los empalmes, entonces para obtener las demandas se consideró el índice r_{cs} como factor reductor del momento de sobrerresistencia para el caso del Sismo Mayor, los valores de r_{cs} se pueden ver en la **Tabla 6.13**. Los valores de la demanda de corte se obtienen a partir de:

$$V_u(d) = \frac{M_{o,sup} + r_{cs} M_{o,inf}}{L_c} \quad (6.21)$$

Donde:

$M_{o,sup}$ Momento de sobrerresistencia de la rótula superior de la columna.

$M_{o,inf}$ Momento de sobrerresistencia de la rótula inferior de la columna.

r_{cs} Relaciones C/D de empalmes en región inferior de columnas (**Tabla 6.13**).

L_c Luz libre de columnas.

Entonces, las demandas son:

$$\text{Pila 1: } V_u(d) = \frac{4495.4 + 0.8 \cdot 5335.4}{9.69} = 904.41\text{kN}$$

$$\text{Pila 2: } V_u(d) = \frac{4508 + 5343.8}{9.69} = 1016.7\text{kN}$$

Pila 3: $V_u(d) = \frac{5444.6 + 0.75 \cdot 5422.2}{9.315} = 1021.1 \text{ kN}$

Paso 6.2. Capacidad.

La capacidad al corte de las columnas se calculó a partir de la propuesta hecha por Priestley, Verma y Xiao (1994), sin considerar la componente de puntal que se genera en la diagonal comprimida de las columnas ya que las mismas son muy esbeltas.

La resistencia inicial al corte de la columna no dañada, se obtiene como la suma de la resistencia que provee el hormigón y la resistencia que provee el acero según la siguiente expresión:

$$V_i(c) = V_{ci} + V_s \quad (6.22)$$

Donde:

V_{ci} Resistencia inicial que provee el hormigón calculada como:

$$V_{ci} = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (6.23)$$

k Factor que depende de la ductilidad de desplazamientos, dentro de la región de articulación plástica, para bajos niveles de ductilidad es igual a 0.29.

A_e Area efectiva de corte, igual a $0.8A_g$, siendo A_g el área de la sección transversal de la columna.

V_s Resistencia que provee el acero calculada como:

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_{yh} D'}{s} \cotg \theta \quad (6.24)$$

A_h Area de la sección transversal de espirales.

f_{yh} Tensión nominal de fluencia de la armadura transversal.

D' Dimensión del núcleo confinado, medido de centro a centro de los espirales perimetrales.

s Separación o paso de la armadura transversal.

θ Angulo de la fisura crítica de corte. Ver **Figura 6.16**.

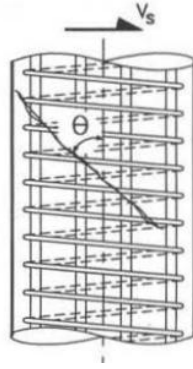


Figura 6.16. Angulo de la fisura de corte utilizado en el cálculo de la resistencia que provee el acero al corte (Priestley, Seible y Calvi 1996)

Para el análisis de secciones de columnas la bibliografía recomienda un valor de $\theta = 30^\circ$, para diseño un valor de $\theta = 35^\circ$. Se adoptó de todas maneras para el análisis, de manera conservativa el valor superior del ángulo de fisuras.

Resistencias iniciales al corte de columnas:

Pilas 1 y 2:

$$A_e = 0.8 \cdot 0.95 \text{ m}^2 = 0.76 \text{ m}^2$$

$$A_h = 50.3 \text{ mm}^2$$

$$f_{yh} = 420 \text{ MPa}$$

$$D' = (1100 - 60 - 8) \text{ mm} = 1032 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Contribución del hormigón: } V_{ci} = 0.29 \sqrt{20.59} \cdot 0.76 = 1.0 \text{ MN} = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{Contribución del acero: } V_s = \frac{\pi}{2} \frac{50.3 \cdot 420 \cdot 1032}{150} \cotg 35 = 326158 \text{ N} = 326.16 \text{ kN}$$

$$\text{Entonces: } V_i(c) = (1000 + 326.16) \text{ kN} = 1326.16 \text{ kN}$$

Pila 3: Tiene dos capas de armadura transversal.

$$D'_1 = (1100 - 60 - 8) \text{ mm} = 1032 \text{ mm}; D'_2 = (1100 - 170 - 8) \text{ mm} = 922 \text{ mm}$$

$$s_1 = 150 \text{ mm}; s_2 = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Contribución del hormigón: } V_{ci} = 0.29 \sqrt{20.59} \cdot 0.76 = 1.0 \text{ MN} = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{Contribución del acero: } V_s = \frac{\pi}{2} \frac{50.3 \cdot 420 \cdot 1032}{150} \cotg 35 + \frac{\pi}{2} \frac{50.3 \cdot 420 \cdot 922}{300} \cotg 35 = 471860 \text{ N} = 471.86 \text{ kN}$$

Entonces: $V_i(c) = (1000 + 471.86)\text{kN} = 1471.86\text{kN}$

Con respecto a la resistencia final del corte, los valores de cargas normales son muy variables e incluso se dan valores positivos, entonces se considera nula la resistencia final de corte.

Paso 6.3. Relaciones capacidad / demanda.

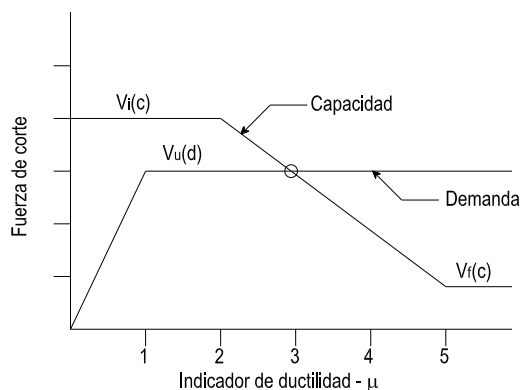


Figura 6.17. Modelo idealizado de capacidad y demanda de corte en columnas. Caso B.

En todas las columnas se presenta la condición de que la resistencia inicial al corte supera la demanda, es decir que $V_i(c) > V_u(d)$, correspondiente al caso B (Sección 5.2.2.4). En este caso, las relaciones C/D son calculadas multiplicando el índice r_{ec} que indica el grado de plastificación de las columnas, por el indicador de ductilidad según la ecuación (5.19):

Los indicadores de ductilidad para cada pila se calcularon con la ecuación (5.20).

$$\text{Pila 1: } \mu = 2 + (0.75 \cdot 4) \frac{1326.16 - 904.41}{1326.16 - 0} = 2.95$$

$$\text{Pila 2: } \mu = 2 + (0.75 \cdot 4) \frac{1326.16 - 1016.7}{1326.16 - 0} = 2.70$$

$$\text{Pila 3: } \mu = 2 + (0.75 \cdot 4) \frac{1471.86 - 1021.1}{1471.86 - 0} = 2.92$$

En la **Tabla 6.14** se presentan las relaciones C/D de corte en las columnas para el sismo mayor aplicando la metodología antes mencionada.

Tabla 6.14. Relaciones capacidad / demanda de corte en las columnas para el Sismo Mayor.

Pila	Sismo Mayor	
	r_{ec}	r_{cv}
1	0.69	2.04
2	0.92	2.48
3	0.75	2.19

6.5. Método D1: Método del espectro de capacidad (Puente P4)

A continuación se presentan los resultados obtenidos aplicando la metodología presentada en la Sección 5.3.4.

Parte A: Inicialización y cálculo de la capacidad del puente

Paso A1.

Los parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones se obtuvieron de **Tabla 2.6**, y el valor de la pseudoaceleración máxima de la ecuación (2.5):

Sismo Menor: $b = 0.259$; $C_v = 0.1408$

Sismo Mayor: $b = 0.827$; $C_v = 0.4991$

Paso A2.

El período de transición T_2 se determina con la ecuación (2.1):

Sismo Menor: $T_2 = C_v/b = 0.1408/0.259 = 0.54\text{seg}$

Sismo Mayor: $T_2 = C_v/b = 0.4991/0.827 = 0.60\text{seg}$

Paso A3.

Peso del tablero por unidad de longitud: $Q_{\text{tab}} = A_{\text{tab}} \gamma = 4.6\text{m}^2 \cdot 23.54 \text{ kN/m}^3 = 108.28 \text{ kN/m}$

Entonces el peso total del tablero es: $W_{\text{tab}} = 108.28 \text{ kN/m} \cdot 167.35\text{m} = 18120.66\text{kN}$

Peso de un diafragma: $P_d = 0.30\text{m} \cdot 1.10\text{m} \cdot 9.70\text{m} \cdot 23.54 \text{ kN/m}^3 = 75.35\text{kN}$

Entonces el peso total de todos los diafragmas es: $W_d = 75.35\text{kN} \cdot 14 = 1054.9\text{kN}$

Peso total del puente: $W = W_{\text{tab}} + W_d = 19175.56\text{kN}$

Rigidez longitudinal del puente:

Pilas 1 y 6: $k_1 = 4230.3 \text{ kN/m}$

Pilas 2 y 5: $k_1 = 3956.6 \text{ kN/m}$

Pilas 3 y 4: $k_1 = 4276.0 \text{ kN/m}$

Entonces el valor total de la rigidez en sentido longitudinal es:

$$k_{1L} = 2(4230.3 + 3956.6 + 4276.0) \text{ kN/m} = 24925.8 \text{ kN/m}$$

Rigidez transversal del puente:

Pilas 1 y 6: $k_1 = 15985.25 \text{ kN/m}$

Pilas 2 y 5: $k_1 = 15969.61 \text{ kN/m}$

Pilas 3 y 4: $k_1 = 17843.61 \text{ kN/m}$

Entonces el valor total de la rigidez en sentido transversal es:

$$k_{1T} = 2(15985.25 + 15969.61 + 17843.61) \text{ kN/m} = 99596.94 \text{ kN/m}$$

En todos los casos se adoptó $k_2 = 0$

Paso A4.

Los períodos elásticos calculados con las secciones efectivas (Ver **Tabla 6.1**) son:

Sentido longitudinal: $T_L = 2.16 \text{ seg}$

Sentido transversal: $T_T = 0.856 \text{ seg}$ (modo 4)

En ambos sentidos los períodos superan a T_2 .

Paso A5.

La fuerza elástica se calculo con la expresión (5.42), mientras que el desplazamiento elástico con la (5.43).

Sismo Menor:

Fuerza elástica longitudinal: $F_{el(L)} = 0.1408 \cdot 19175.56 / 2.16 = 1249.96 \text{ kN}$

Desplazamiento elástico longitudinal: $\Delta_{el(L)} = 1249.96 \text{ kN} / 24925.8 \text{ kN/m} = 0.050 \text{ m}$

Fuerza elástica transversal: $F_{el(T)} = 0.1408 \cdot 19175.56 / 0.856 = 3154.11 \text{ kN}$

Desplazamiento elástico transversal: $\Delta_{el(T)} = 3154.11 \text{ kN} / 99596.94 \text{ kN/m} = 0.032 \text{ m}$

Sismo Mayor:

Fuerza elástica longitudinal: $F_{el(L)} = 0.4991 \cdot 19175.56 / 2.16 = 4430.8 \text{ kN}$

Desplazamiento elástico longitudinal: $\Delta_{el(L)} = \frac{4430.8\text{kN}}{24925.8\text{ kN/m}} = 0.178\text{m}$

Fuerza elástica transversal: $F_{el(T)} = 0.4991 \cdot 19175.56 / 0.856 = 11180.52\text{kN}$

Desplazamiento elástico transversal: $\Delta_{el(T)} = \frac{11180.52\text{kN}}{99596.94\text{ kN/m}} = 0.112\text{m}$

Paso A6.

Los momentos nominales calculados con las cargas gravitatorias corresponden a los de **Tabla 6.10**.

Sentido longitudinal:

Pilas 1 y 6:

Momento nominal de rótula inferior: $M_n = 3152\text{kNm}$

Esfuerzo de corte de una columna: $V_{u(col)} = \frac{3152\text{kNm}}{9.69\text{m}} = 325.28\text{kN}$

Esfuerzo de corte de pila: $V_{u(Pila\ 1)} = V_{u(Pila\ 6)} = 2 \cdot 325.28\text{kN} = 650.56\text{kN}$

Pilas 2 y 5:

Momento nominal de rótula inferior: $M_n = 3161\text{kNm}$

Esfuerzo de corte de una columna: $V_{u(col)} = \frac{3161\text{kNm}}{9.69\text{m}} = 326.21\text{kN}$

Esfuerzo de corte de pila: $V_{u(Pila\ 2)} = V_{u(Pila\ 5)} = 2 \cdot 326.21\text{kN} = 652.42\text{kN}$

Pilas 3 y 4:

Momento nominal de rótula inferior: $M_n = 3159\text{kNm}$

Esfuerzo de corte de una columna: $V_{u(col)} = \frac{3159\text{kNm}}{9.315\text{m}} = 339.13\text{kN}$

Esfuerzo de corte de pila: $V_{u(Pila\ 3)} = V_{u(Pila\ 4)} = 2 \cdot 339.13\text{kN} = 678.26\text{kN}$

Carga de plastificación en sentido longitudinal:

$$F_{yL} = 2(650.56 + 652.42 + 678.26)\text{kN} = 3962.48\text{kN}$$

Sentido transversal:

Pilas 1 y 6:

Momento nominal de rótula superior: $M_n = 2415\text{kNm}$

Momento nominal de rótula inferior: $M_n = 3152\text{kNm}$

Esfuerzo de corte de una columna: $V_{u(\text{col})} = \frac{(2415+3152)\text{kNm}}{9.69\text{m}} = 574.51\text{kN}$

Esfuerzo de corte de pila: $V_{u(\text{Pila } 1)} = V_{u(\text{Pila } 6)} = 2 \cdot 574.51\text{kN} = 1149.02\text{kN}$

Pilas 2 y 5:

Momento nominal de rótula superior: $M_n = 2424\text{kNm}$

Momento nominal de rótula inferior: $M_n = 3161\text{kNm}$

Esfuerzo de corte de una columna: $V_{u(\text{col})} = \frac{(2424+3161)\text{kNm}}{9.69\text{m}} = 576.367\text{kN}$

Esfuerzo de corte de pila: $V_{u(\text{Pila } 2)} = V_{u(\text{Pila } 5)} = 2 \cdot 576.367\text{kN} = 1152.73\text{kN}$

Pilas 3 y 4:

Momento nominal de rótula superior: $M_n = 3125\text{kNm}$

Momento nominal de rótula inferior: $M_n = 3159\text{kNm}$

Esfuerzo de corte de una columna: $V_{u(\text{col})} = \frac{(3125+3159)\text{kNm}}{9.315\text{m}} = 674.61\text{kN}$

Esfuerzo de corte de pila: $V_{u(\text{Pila } 3)} = V_{u(\text{Pila } 4)} = 2 \cdot 674.61\text{kN} = 1349.22\text{kN}$

Carga de fluencia en sentido transversal:

$$F_{yT} = 2(1149.02 + 1152.73 + 1349.22)\text{kN} = 7301.94\text{kN}$$

Paso A7.

Al desplazamiento de fluencia o plastificación, se lo obtuvo a partir de (5.44):

$$\text{Sentido longitudinal: } \Delta_{yL} = \frac{F_{yL}}{k_{1L}} = \frac{3962.48\text{kN}}{24925.8\text{ kN/m}} = 0.160\text{m}$$

$$\text{Sentido transversal: } \Delta_{yT} = \frac{F_{yT}}{k_{1T}} = \frac{7301.94\text{kN}}{99596.94\text{ kN/m}} = 0.073\text{m}$$

Paso A8.

Para el Sismo Menor:

$$\Delta_{el(L)} = 0.050m < \Delta_{yL} = 0.16m$$

$$\Delta_{el(T)} = 0.032m < \Delta_{yT} = 0.073m$$

El puente permanecerá elástico para el Sismo Menor. Todos los índices C/D son mayores que uno.

Para el Sismo Mayor:

$$\Delta_{el(L)} = 0.178m > \Delta_{yL} = 0.16m$$

$$\Delta_{el(T)} = 0.112m > \Delta_{yT} = 0.073m$$

El puente plastificará en las columnas para el Sismo Mayor.

Parte B: Verificación de las relaciones capacidad / demanda.

Paso B1.

Se consideró únicamente el punto de fluencia del puente para el Sismo Mayor.

Paso B2.

El coeficiente de capacidad C_c , para el punto de plastificación, a partir de (5.25) en cada dirección es:

$$\text{Sentido longitudinal: } C_{cL} = \frac{F_y}{W} = \frac{3962.48kN}{19175.56kN} = 0.2066$$

$$\text{Sentido transversal: } C_{cT} = \frac{F_y}{W} = \frac{7301.94kN}{19175.56kN} = 0.3808$$

Paso B3.

Para este estado límite el factor de amortiguamiento es igual a uno.

Paso B4.

El tamaño del sismo correspondiente al estado límite de plastificación se encontró utilizando la expresión (5.46) en las dos direcciones:

$$\text{Sentido longitudinal: } (C_v)_{yL} = 2\pi \sqrt{0.2066 \frac{16}{980.665}} = 0.36$$

$$\text{Sentido transversal: } (C_v)_{yT} = 2\pi \sqrt{0.3808 \frac{7.3}{980.665}} = 0.33$$

Paso B5.

Con (5.48) se determinaron las relaciones C/D en ambas direcciones para el Sismo Mayor.

Cociente C/D en sentido longitudinal: $r_{yL} = \frac{0.36}{0.4991} = 0.72$

Cociente C/D en sentido transversal: $r_{yT} = \frac{0.33}{0.4991} = 0.66$

Paso B6.

Las relaciones C/D son inferiores a la unidad, entonces el estado límite de plastificación es alcanzado y se deben considerar, según la metodología medidas de rehabilitación.

Parte C: Respuesta del puente

Interesa conocer el punto de desempeño para los dos niveles de sismos. Mediante el proceso iterativo, se llega al punto teórico de desempeño para el Sismo Mayor. El punto teórico de desempeño para el Sismo Menor coincide con la respuesta elástica hallada en el Paso A5.

Tabla 6.15. Valores característicos del punto de fluencia y de desempeño para el Sismo Mayor, sentido longitudinal.

Δ_y [cm]	S_d [cm]	C_c	μ	ξ_{ef} [%]	B_S	B_L	Δ_u [cm]
16.0	21.2	0.2066	1.32	8.9	1.33	1.19	30.0

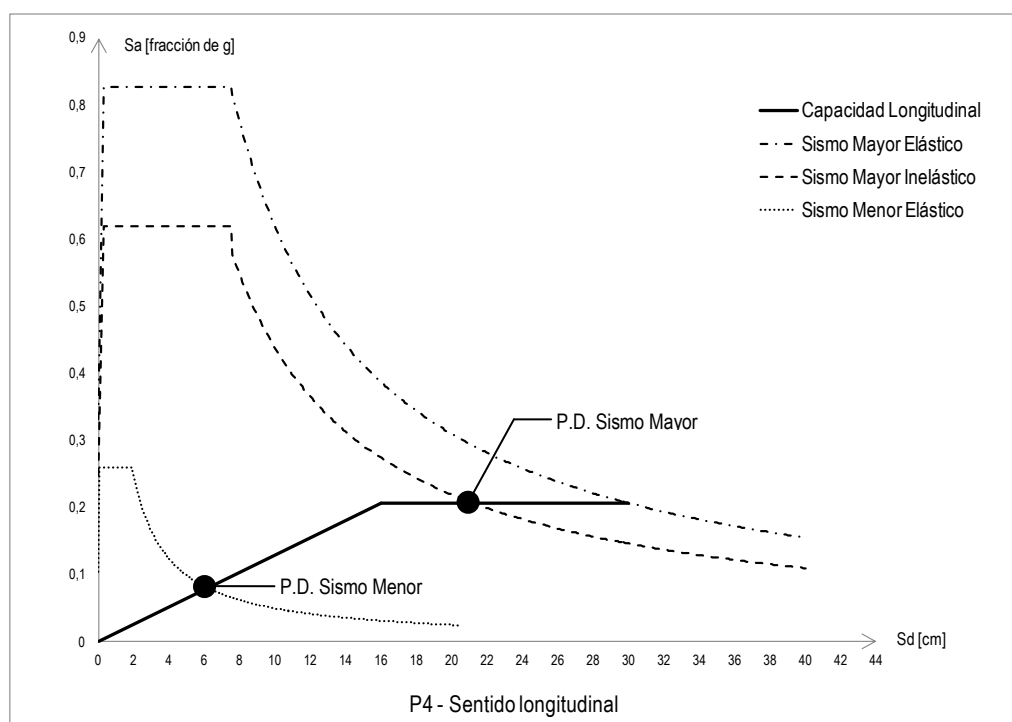
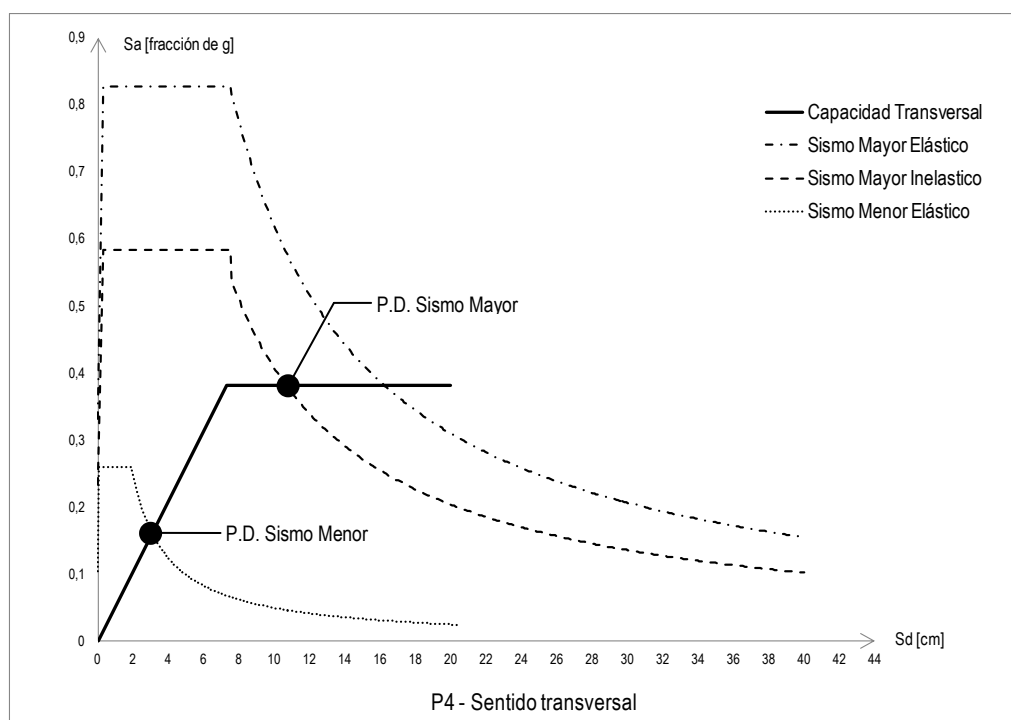


Figura 6.18. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P4 en sentido longitudinal.

Tabla 6.16. Valores característicos del punto de fluencia y de desempeño para el Sismo Mayor, sentido transversal.

Δ_y [cm]	S_d [cm]	C_c	μ	ξ_{ef} [%]	B_S	B_L	Δ_u [cm]
7.3	10.7	0.3808	1.46	10.1	1.42	1.23	19.3

**Figura 6.19.** Espectro de Capacidad / Demanda del puente P4 en sentido transversal.

Para obtener la capacidad de desplazamiento último del puente en ambas direcciones se consideraron las reducciones de longitudes de articulaciones plásticas debidas a una falla prematura de empalmes en la armadura longitudinal de columnas. La longitud de articulación plástica considerando este tipo de falla esta dado por el menor valor entre:

$$L_p = \text{Menor}\{8800\varepsilon_y d_b; 0.08L_e + 4400\varepsilon_y d_b\} \quad (6.25)$$

Donde:

ε_y Deformación específica de fluencia de la armadura longitudinal.

d_b Diámetro de la armadura longitudinal.

L_e Tramo de corte, o altura efectiva.

A la curvatura plástica se la limitó de acuerdo a las recomendaciones del manual FHWA, de la siguiente manera:

$$\phi_p \cong 7\phi_y \quad (6.26)$$

Donde:

ϕ_y Curvatura de fluencia de una sección.

Para secciones circulares dominadas por flexión, la curvatura de fluencia se puede hallar a partir de un programa que realice análisis seccional, o bien de forma aproximada como:

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{D'} \quad (6.27)$$

Donde:

D' Distancia de eje a eje de espirales de columna.

Utilizando la ecuación (6.27):

$$\phi_y = \frac{2 \cdot 0.0021}{1.02} \cong 0.004$$

Entonces, según (6.26):

$$\phi_p \cong 7 \cdot 0.004 = 0.028$$

En el sentido transversal, la longitud de articulación plástica dada por (6.25) es:

$$L_p = \text{Menor}\{8800 \cdot 0.0021 \cdot 25; 0.08 \cdot 4800 + 4400 \cdot 0.0021 \cdot 25\}$$

$$= \text{Menor}\{462; 615\} = 462\text{mm}$$

Dominada por la primera parte de la ecuación, es decir que no depende de la altura efectiva en este caso. Por lo tanto para los dos sentidos es la misma longitud.

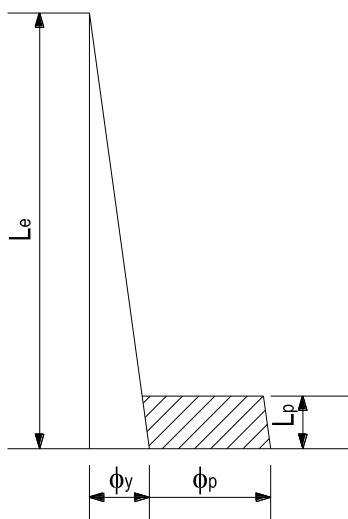


Figura 6.20. Esquema de altura efectiva, curvaturas y longitud plástica de una columna.

La altura efectiva es igual a la altura de la columna más la viga dintel para el sentido longitudinal. Para el sentido transversal, se adoptó de manera aproximada la mitad de la altura de las columnas.

Despreciando las deformaciones de los apoyos y la influencia del suelo, el desplazamiento plástico se puede obtener calculando el momento del diagrama de curvaturas representado en Figura 6.20 (Park y Paulay, 1975):

$$\Delta_p = \phi_p L_p \left(L_e - \frac{L_p}{2} \right) \quad (6.28)$$

Desplazamiento plástico en sentido longitudinal:

$$\Delta_p = 0.028 \cdot 0.462 \left(11.1 - \frac{0.462}{2} \right) = 0.14\text{m}$$

Desplazamiento plástico en sentido transversal:

$$\Delta_p = 2 \cdot 0.028 \cdot 0.462 \left(4.8 - \frac{0.462}{2} \right) = 0.12\text{m}$$

Por lo tanto los desplazamientos totales son:

$$\Delta_L = \Delta_{yL} + \Delta_p = 0.16\text{m} + 0.14\text{m} = 0.3\text{m}$$

$$\Delta_T = \Delta_{yT} + \Delta_p = 0.073 + .12 = 0.193\text{m}$$

Estos son justamente los desplazamientos últimos graficados en Figura 6.18 y Figura 6.19.

6.6. Método D1: Método del espectro de capacidad aplicado a puentes P1, P2, P3 y P5

Se determinaron los puntos teóricos de desempeño del resto de los puentes, los resultados se presentan en **Figura 6.21 a Figura 6.24**.

Tabla 6.17. Valores del punto de fluencia, de desempeño y último, de los puentes P1, P2, P3 y P5. Sismo Mayor.

Puente	Δ_y [cm]	S_d [cm]	C_c	μ	ξ_{ef} [%]	B_S	B_L	Δ_u [cm]
P1	12.97	29.8	0.1116	2.3	14.0	1.68	1.36	26.1
P2	3.36	21.2	0.1331	6.3	18.5	1.92	1.48	11.5
P3	3.86	22.9	0.1242	5.9	18.3	1.91	1.48	12.8
P5	3.99	23.2	0.1224	5.8	18.3	1.91	1.47	13.3

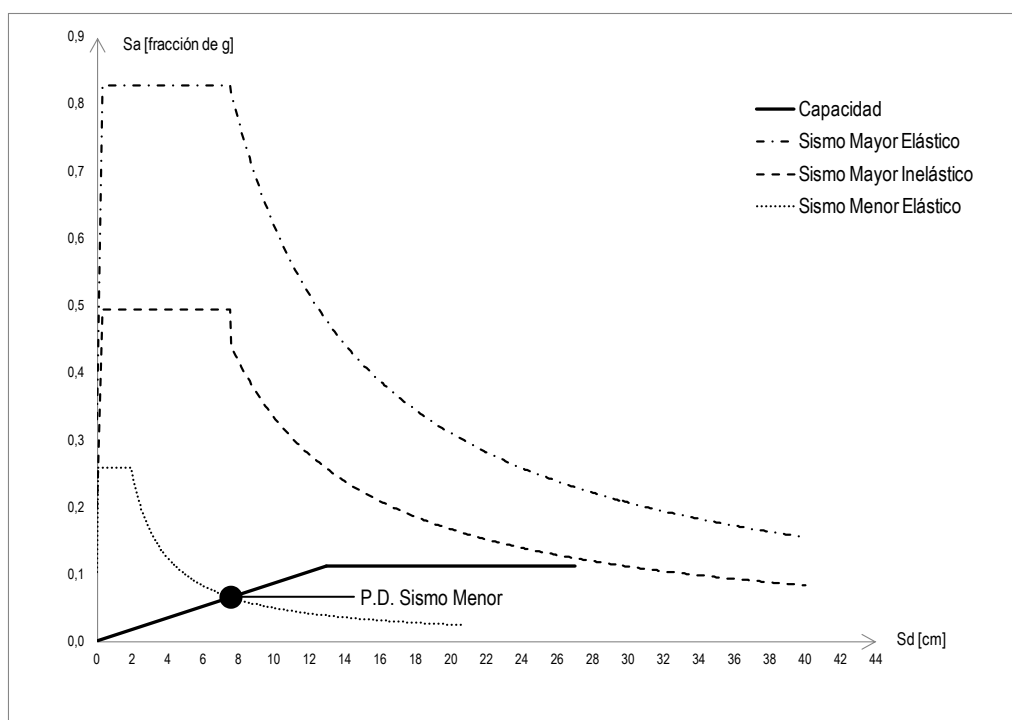


Figura 6.21. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P1.

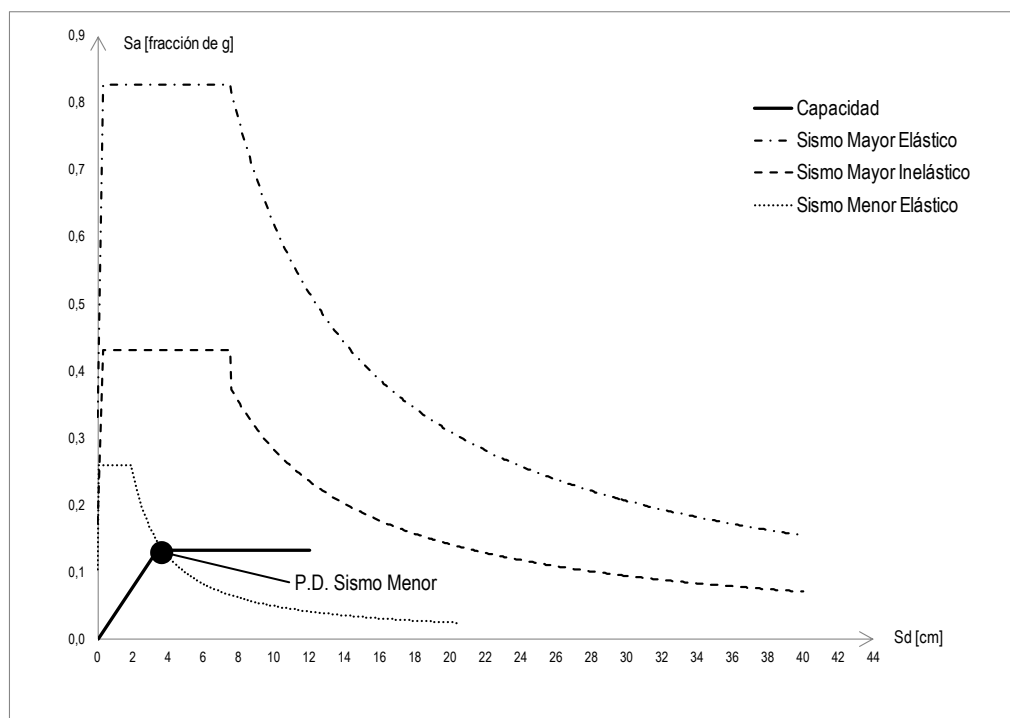


Figura 6.22. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P2.

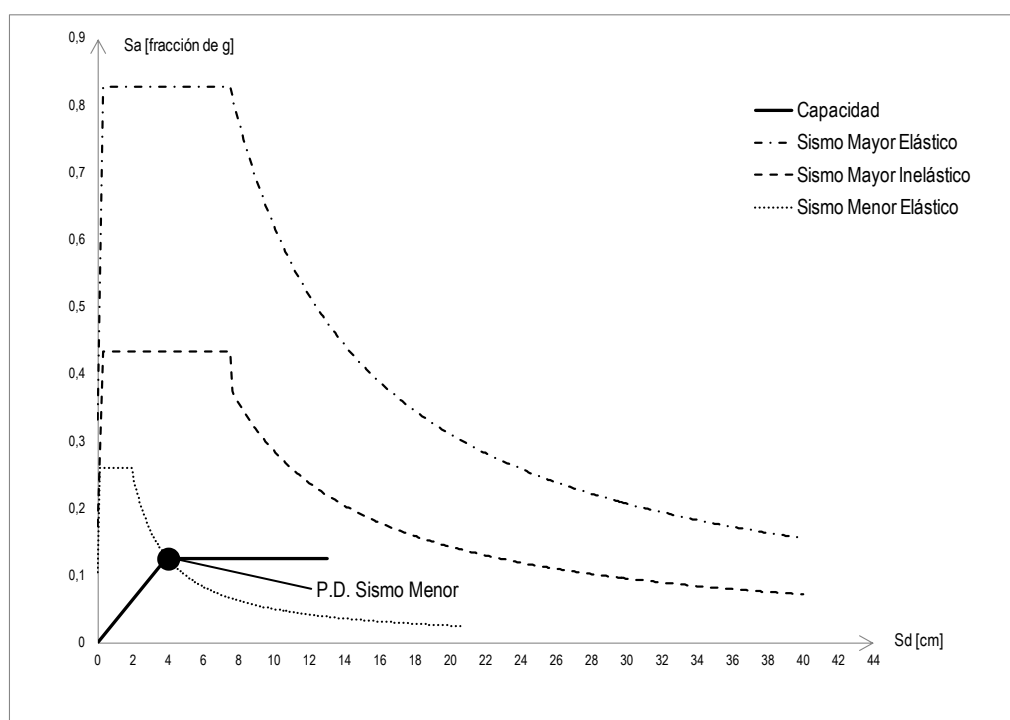


Figura 6.23. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P3.

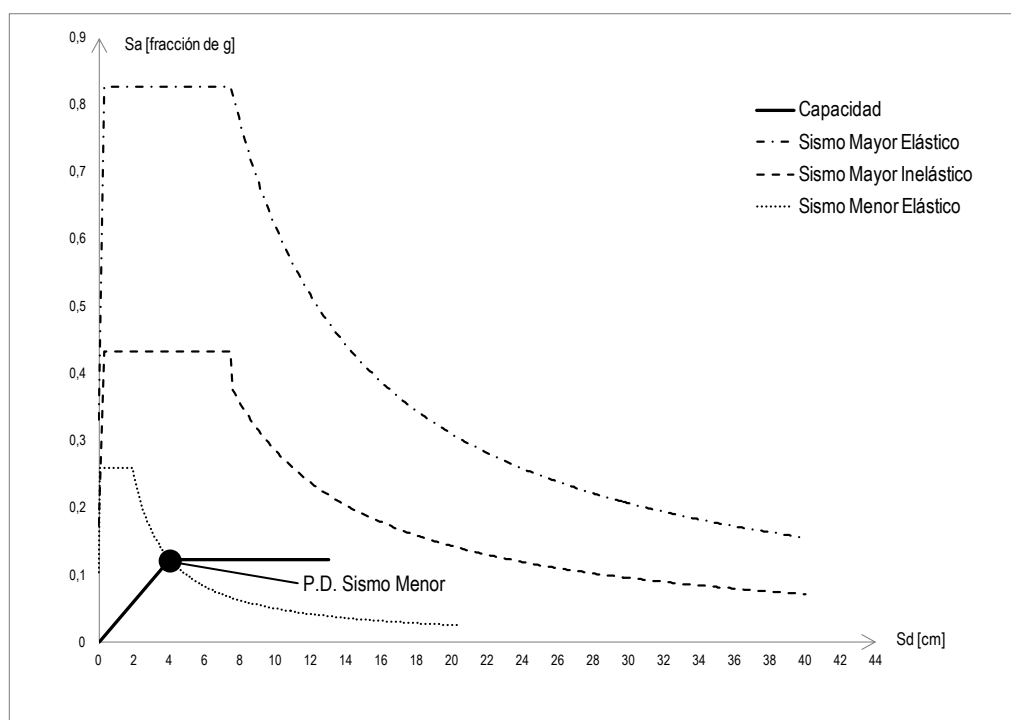


Figura 6.24. Espectro de Capacidad / Demanda del puente P5.

De las figuras anteriores, puede notarse que para el puente P4 se obtiene un punto de desempeño en ambos sentidos de análisis, cosa que no sucede con el resto de los puentes. Los puentes P1, P2, P3 y P5 para lograr un punto de desempeño durante el Sismo Mayor tendrían que poder deformarse más allá de su capacidad actual de deformación con la capacidad que poseen.

Los puentes P1, P2, P3 y P4 no alcanzan un punto de desempeño para el Sismo Mayor, pero sí alcanzan un punto de desempeño para el Sismo de Diseño. En **Tabla 6.18** se presentan los resultados de los puntos teóricos de desempeño para los puentes P1, P2, P3 y P5 para el Sismo de Diseño.

Tabla 6.18. Valores del punto de fluencia, de desempeño y último, de los puentes P1, P2, P3 y P5. Sismo de Diseño

Puente	Δ_y [cm]	S_d [cm]	C_c	μ	ξ_{ef} [%]	B_s	B_L	Δ_u [cm]
P1	12.97	16.6	0.1116	1.3	8.5	1.30	1.17	26.1
P2	3.36	9.7	0.1331	2.9	15.5	1.76	1.40	11.5
P3	3.86	10.5	0.1242	2.7	15.1	1.74	1.39	12.8
P5	3.99	10.7	0.1224	2.7	15.0	1.73	1.39	13.3

7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

El trabajo presenta una metodología general de rehabilitación de puentes carreteros, basada en la filosofía del diseño por desempeño estructural. Esta metodología, dividida en tres pasos fundamentales se aplica de manera diferente para dos niveles de sismos, uno con una alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil del puente (Sismo Menor, 50%PE en 75años), y otro con una probabilidad de ocurrencia menor (Sismo Mayor, 7%PE en 75años).

En el trabajo se desarrollaron las dos primeras etapas del procedimiento. Posteriormente se aplicaron a cinco puentes ubicados sobre la Avenida Circunvalación de la Ciudad de San Miguel de Tucumán.

En cuanto a la metodología general, el trabajo realizado permite concluir lo siguiente:

- a. Para aplicar el procedimiento general se requiere únicamente de información proveniente de un inventario de los puentes.
- b. La dificultad para poder desarrollar la metodología está dada por la escasa información técnica - gráfica disponible de los puentes. En el caso de no contar con detalles de la estructura a ser estudiada, como ser materiales y armaduras de los elementos se debería relevar geométricamente y caracterizar los materiales, por ejemplo con ensayos no destructivos.
- c. En nuestro país se cuenta únicamente con el espectro para el *Sismo de Diseño* (10%PE en 50 años), por lo tanto se tuvieron que determinar los espectros de pseudoaceleraciones elásticas para sismos con recurrencias de 100 y 1000 años para poder aplicar la filosofía basada en desempeño.
- d. El método está planteado en etapas de diferentes grados de complejidad, es racional y simple de implementar, pero se requiere de un alto grado de juicio del evaluador.
- e. La etapa preliminar es subjetiva y conservadora, por esta razón los resultados dependen del juicio del profesional a cargo de la evaluación. Aún así se destaca la importancia de la evaluación preliminar, ya que brinda una primera información de las falencias de los puentes y/o elementos vulnerables propensos a ser dañados durante un movimiento sísmico.
- f. El método *Capacidad / Demanda de Componentes* es aplicable a zonas de baja y mediana intensidad sísmica. Los resultados son menos conservadores cuando la estructura se comporta de manera cuasi-elástica.

-
- g. El *Método del Espectro de Capacidad* es una herramienta útil para determinar la respuesta de un puente ante una demanda sísmica. Para poder utilizarlo es necesario contar con una herramienta que determine la curva momento-curvatura o la curva *pushover* de los elementos de la subestructura.

El estudio de las dos primeras etapas del procedimiento general de rehabilitación aplicado a los puentes sobre la Avenida Circunvalación permitió identificar lo siguiente:

- a. Insuficiencia de longitud de apoyo de la superestructura en las pilas del puente ubicado sobre las vías del ferrocarril Mitre para el Sismo Mayor.
- b. Falta de restricciones transversales eficientes en estribos, como ser llaves de corte, en todos los puentes.
- c. Los cinco puentes cuentan con empalmes de la armadura longitudinal en la base de las columnas (región de potencial formación de rótulas plásticas), esto es identificado en la etapa preliminar por un valor importante del índice de vulnerabilidad de columnas de 7/10 puntos. Como se conoce, los empalmes de la armadura longitudinal en la base de columnas reducen la longitud de rótulas plásticas, reduciendo la capacidad de deformación de las columnas.
- d. En el método capacidad / demanda de elementos, una relación inferior a uno indica necesidad de atención y posible rehabilitación, pero se debe tener en cuenta el elemento que se analiza y el tipo de sollicitación predominante. Una relación C/D menor a uno en elementos de comportamiento dúctil es menos grave que una relación C/D menor a uno en elementos de comportamiento frágil.
- e. A pesar que el puente P4 resultó ser el más vulnerable en la etapa preliminar, aplicando el método del espectro de capacidad se obtiene el punto de desempeño para el Sismo Mayor, cosa que no sucede con el resto de los puentes para el mismo nivel de sismo.
- f. Los puentes P1, P2, P3 y P5 no alcanzan un punto de desempeño para el Sismo Mayor. Sin embargo lo alcanzan para el Sismo de Diseño vigente en el CIRSOC-103.
- g. Finalmente, de lo anterior se concluye que sería necesario realizar estudios de estrategias de rehabilitación para incrementar la capacidad sísmica de todos los puentes.

7.2. Recomendaciones para futuras investigaciones

- a. Estudiar las condiciones locales del suelo, fundamentalmente para determinar la vulnerabilidad a licuefacción, sobre todo cuando se trata de puentes que atraviesan agua.
- b. Para obtener una mejor aproximación en el modelado de los puentes, habría que incluir en el análisis los efectos de la flexibilidad de la fundación y la interacción suelo-estructura.
- c. Estudiar diferentes técnicas de rehabilitación para los distintos tipos de deficiencias detectadas, como ser, longitud de apoyo, restricciones transversales en estribos y ductilidad en pilas.

A1

SISMO MENOR Y SISMO MAYOR

A1.1. Introducción

En el presente anexo se presentan los criterios tenidos en cuenta para fijar las ordenadas espectrales para la República Argentina de los sismos Menor y Mayor necesarios en el procedimiento de rehabilitación con objetivos de desempeño.

La normativa vigente en la República Argentina para construcciones sismorresistentes, establece el espectro de pseudoaceleraciones de diseño para un sismo que tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, o dicho de otra manera, un período de retorno de 475 años.

Tomando como base el espectro del sismo de diseño de nuestro código (INPRES - CIRSOC, 2008), se obtendrán a partir de la expresiones y tablas del manual FEMA 356 (FEMA, 2000), las ordenadas espectrales para el Sismo Menor, con una probabilidad de excedencia de 50% en 75 años (período de retorno aproximadamente de 100 años), y para el Sismo Mayor, con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años (período de retorno aproximadamente de 1000 años).

A1.2. Pseudoaceleraciones de Argentina y Estados Unidos

Se compararon los valores de pseudoaceleraciones espectrales para períodos $T=0\text{seg}$, $T=0.2\text{seg}$, y $T=1.0\text{seg}$ de los mapas de riesgo sísmico uniforme que presenta el United States Geological Survey (USGS) para suelo tipo S_B , con los correspondientes a nuestro espectro elástico de diseño para tipo espectral uno, dado que los parámetros considerados en la clasificación de suelos de fundación para estructuras es la misma.

Se consideraron las pseudoaceleraciones espectrales de ciudades y pueblos de los Estados Unidos ubicados en distintas regiones, como ser: Centro, Este, Intermontaña, Pacífico Noreste y la región de California, con el objetivo de comparar con nuestros valores espectrales, y poder utilizar las fórmulas y coeficientes que presenta el FEMA 356 para determinar las ordenadas espectrales de sismos de recurrencias distintas a 475 años.

Los valores de pseudoaceleraciones espectrales para los períodos: $T=0\text{seg}$, $T=0.2\text{seg}$, y $T=1.0\text{seg}$ para cada zona sísmica de nuestro país se presentan en la **Tabla A1.1**.

Tabla A1.1. Parámetros característicos del espectro de diseño de Argentina para tipo espectral 1. (10% PE en 50 años).

Zona sísmica	C_a [% g]	b [% g]	C_v [% g]
Zona 1	9.0	22.5	13.0
Zona 2	18.0	45.0	25.0
Zona 3	29.0	72.5	46.8
Zona 4	37	92.5	61.2

En la **Tabla A1.2** se presentan los 20 lugares que se tomaron para el estudio, y las pseudoaceleraciones espectrales para los períodos: $T=0\text{seg}$, $T=0.2\text{seg}$, y $T=1.0\text{seg}$.

Tabla A1.2. Parámetros característicos del espectro de pseudoaceleraciones para un sismo con 10% PE en 50 años en lugares de Estados Unidos. Suelo tipo B.

Lugar	C_a [% g]	b [% g]	C_v [% g]
Atlanta - Georgia	4.3	10.3	4.1
Boston - Massachusetts	4.9	10.9	2.9
Chicago - Illinois	2.6	5.9	2.0
Fort Peck - Montana	2.7	6.0	1.3
Memphis - Tennessee	14.4	28.0	6.6
New York - New York	6.3	12.5	2.8
Oklahoma - Oklahoma	4.4	9.3	2.5
Saint Louis - Misuri	11.1	23.4	5.9
Albuquerque - Nuevo México	11.7	26.9	7.2
Eugene - Oregón	26.6	62.5	28.0
Helena - Montana	23.0	53.3	17.0
Neah Bay - Washington	21.2	48.2	19.2
Portland - Oregón	19.0	42.9	17.1
Salt Lake - Utah	27.5	62.3	20.9
Seattle - Washington	33.8	75.5	22.2
Spokane - Washington	6.1	13.3	4.1
Eureka - California	81.4	178.5	70.4
Sacramento - California	13.9	33.1	13.9
Los Angeles - California	46.9	117.1	40.5
Oakland - California	62.5	139.8	61.3

De los 20 lugares de la **Tabla A1.2**, se escogieron los lugares cuyos parámetros característicos se asemejen más a los correspondientes a las distintas zonas sísmicas de nuestro país. Para cada zona sísmica, los lugares de referencia son:

Zona sísmica 1

Ciudad de Saint Louis, estado Misuri, región Central.

Ciudad de Albuquerque, estado Nuevo México, región Intermontañosa.

Zona sísmica 2

Lugar Neah Bay, estado de Washington, región Noroeste Pacífico.

Ciudad de Portland, estado de Oregón, región Noroeste Pacífico.

Zona sísmica 3

Ciudad de Eugene, estado de Oregón, región Noroeste Pacífico.

Ciudad de Seattle, estado de Washington, región Noroeste Pacífico.

Zona sísmica 4

Ciudad de Eureka, estado de California, región de California.

Ciudad de Los Angeles, estado de California, región de California.

Ciudad de Oakland, estado de California, región de California.

La **Tabla A1.3** presenta los valores de pseudoaceleraciones espectrales para cada lugar de referencia, y para los sismos: Sismo Menor, Sismo de Diseño, Sismo Mayor, y el Máximo Terremoto Considerado (MCE) con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (2500 años de período de retorno). En la primera columna de la tabla se indica la zona sísmica de nuestro país que más se asemeja a los valores de pseudoaceleraciones espectrales.

Para las ciudades semejantes a la zona sísmica 4 de nuestro país, los valores de pseudoaceleraciones de la región de California son bastante superiores a las ordenadas espectrales de nuestro código sísmico. De todas maneras nos interesa conocer la relación de las ordenadas espectrales de un sismo con una recurrencia dada, respecto al sismo que denominamos como sismo de diseño (475 años de recurrencia).

Tabla A1.3. Pseudoaceleraciones espectrales para sismos con períodos de retorno de 100, 475, 1000 y 2500 años de los Estados Unidos. Suelo tipo B

Pseudoaceleraciones espectrales, en porcentajes de la aceleración de la gravedad g						
Zona Sísmica	Lugar	Período T [seg]	Tiempo de recurrencia, en años			
			100	475	1000	2500
Zona 1	Saint Louis	0.0	2.751	11.1	18.7	33.6
		0.2	6.478	23.4	38.1	63.6
		1.0	1.419	5.9	10.5	20.0
	Albuquerque	0.0	4.440	11.7	17.4	27.2
		0.2	10.139	26.9	39.8	61.9
		1.0	2.556	7.2	11.0	18.4
Zona 2	Neah Bay	0.0	5.102	21.2	40.5	68.8
		0.2	10.860	48.2	101.1	165.5
		1.0	3.553	19.2	41.3	75.5
	Portland	0.0	7.323	19.0	26.7	38.7
		0.2	17.287	42.9	61.6	104.4
		1.0	5.265	17.1	23.9	34.0
Zona 3	Eugene	0.0	2.978	26.6	50.8	77.0
		0.2	7.082	62.5	121.1	187.4
		1.0	2.643	28.0	54.0	93.9
	Seattle	0.0	14.146	33.8	48.7	76.6
		0.2	30.715	75.5	113.8	161.6
		1.0	9.050	22.2	32.4	56.2
Zona 4	Eureka	0.0	34.632	81.4	103.8	136.2
		0.2	76.632	178.5	230.6	285.2
		1.0	26.587	70.4	96.8	132.8
	Los Angeles	0.0	24.176	46.9	55.8	73.7
		0.2	56.043	117.1	129.3	177.7
		1.0	20.257	40.5	48.4	67.8
	Oakland	0.0	29.823	62.5	77.6	97.5
		0.2	64.685	139.8	175.9	230.8
		1.0	27.882	61.3	78.0	102.3

A1.3. Sismo Mayor

Para sismos con probabilidades de excedencia entre 2% en 50 años y 10% en 50 años, el FEMA 356 presenta fórmulas para determinar los valores espectrales para $T=0.2\text{seg}$, y para $T=1.0\text{seg}$, que corresponden en nuestro caso a los coeficientes b y C_v respectivamente.

Cuando la pseudoaceleración espectral para el período de 0.2seg de un sismo con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años es menor a 1.5g, la fórmula a utilizar es la del FEMA 356:

$$\ln(S_i) = \ln(S_{i\ 10/50}) + [\ln(S_{i\ 2/50}) - \ln(S_{i\ 10/50})][0.606 \ln(P_R) - 3.73] \quad (\text{A1.1})$$

Donde:

$\ln(S_i)$ Logaritmo natural de la pseudoaceleración espectral.

$\ln(S_{i\ 10/50})$ Logaritmo natural de la pseudoaceleración espectral para un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

$\ln(S_{i\ 2/50})$ Logaritmo natural de la pseudoaceleración espectral para un sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

$\ln(P_R)$ Logaritmo natural del período medio de retorno del sismo considerado.

En la ecuación (A1.1), cuando $i = 0.2$ se calcula la ordenada del plafón del espectro, b , cuando $i = 1.0$ se calcula la ordenada para $T = 1.0\text{seg}$, es decir la ordenada C_v .

El período de retorno, P_R , para una determinada probabilidad de excedencia se calcula a partir de la ecuación:

$$P_R = \frac{-Y}{\ln(1-P_{EY})} \quad (\text{A1.2})$$

Donde:

P_{EY} Es la probabilidad de excedencia (expresada en decimal) en el tiempo Y (en años) del terremoto considerado.

Cuando la pseudoaceleración espectral para el período de 0.2seg de un sismo con un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años es mayor o igual a 1.5g, la fórmula a utilizar para hallar las ordenadas espectrales es:

$$S_i = S_{i\ 10/50} \left(\frac{P_R}{475} \right)^n \quad (\text{A1.3})$$

Donde:

n Exponente que depende de la región (**Tabla A1.4**).

Tabla A1.4. Valores del exponente n para determinar espectros de pseudoaceleraciones para sismos con frecuencias entre 475 y 2500 años de los Estados Unidos. $S_{0.2\ 2500} \geq 1.5g$.

Valores del exponente n para		
Región	$T=0.2\text{seg}$	$T=1.0\text{seg}$
California	0.29	0.29
Noroeste Pacífico	0.56	0.67
Intermontaña	0.50	0.60
Centro	0.98	1.09
Este	0.93	1.05

En nuestro país no se cuenta con espectros de pseudoaceleraciones para sismos con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años. Por lo tanto, para saber si se utiliza la ecuación (A1.1) o la (A1.3), se adopta el promedio de los cocientes que existe entre las ordenadas máximas de los sismos de 2500 y 475 años de recurrencia de la **Tabla A1.3**, luego se multiplica ese valor por la ordenada máxima del sismo de diseño.

La relación de pseudoaceleraciones máximas para los dos niveles de sismos (período $T = 0.2\text{seg}$) es:

$$\frac{S_{0.2\ 2/50}}{S_{0.2\ 10/50}} \quad (\text{A1.4})$$

La relación de pseudoaceleraciones para los dos niveles de sismos, y para el período $T = 1.0\text{seg}$ es:

$$\frac{S_{1.0\ 2/50}}{S_{1.0\ 10/50}} \quad (\text{A1.5})$$

A continuación, para cada zona sísmica y tipo espectral se determinarán las ordenadas espectrales para el sismo Mayor.

Zona Sísmica 1

Tipo espectral 1

Aplicando la ecuación (A1.4) para las ciudades de Saint Louis, y Albuquerque:

$$\text{Ciudad de Saint Louis: } \frac{S_{0.2\ 2/50}}{S_{0.2\ 10/50}} = \frac{63.6}{23.4} = 2.718$$

$$\text{Ciudad de Albuquerque: } \frac{S_{0.2\ 2/50}}{S_{0.2\ 10/50}} = \frac{61.9}{26.9} = 2.301$$

Promediando los valores anteriores:

$$\frac{S_{0.2\ 2/50}}{S_{0.2\ 10/50}} (\text{Promedio}) = \frac{2.718 + 2.301}{2} = 2.51$$

De manera aproximada se puede decir que en nuestro país se cumple la misma relación, entonces:

$$S_{0.2\ 2/50} = 2.51 S_{0.2\ 10/50} = 2.51 \cdot 0.225g = 0.565g < 1.5g$$

Entonces, utilizando la ecuación (A1.1):

$$\ln(b) = \ln(b_{10/50}) + [\ln(b_{2/50}) - \ln(b_{10/50})][0.606 \ln(P_R) - 3.73]$$

El término $[\ln(b_{2/50}) - \ln(b_{10/50})] = \ln(2.51)$, entonces:

$$\ln(b) = \ln(b_{10/50}) + \ln(2.51) [0.606 \ln(P_R) - 3.73] =$$

$$\ln(b) = \ln(0.225) + \ln(2.51) [0.606 \ln(1000) - 3.73] = -1.071914$$

Entonces, la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones es:

$$b = e^{-1.071914} = 0.3425g$$

Entonces, a partir de la ecuación (2.5), despejando C_a :

$$C_a = \frac{b}{2.5} = 0.137g$$

Aplicando la ecuación (A1.5) para las ciudades de Saint Louis, y Albuquerque:

$$\text{Ciudad de Saint Louis: } \frac{S_{1.0\ 2/50}}{S_{1.0\ 10/50}} = \frac{20.0}{5.9} = 3.390$$

$$\text{Ciudad de Albuquerque: } \frac{S_{1.0\ 2/50}}{S_{1.0\ 10/50}} = \frac{18.4}{7.2} = 2.556$$

Promediando los valores anteriores:

$$\frac{S_{1.0\ 2/50}}{S_{1.0\ 10/50}} (\text{Promedio}) = \frac{3.39 + 2.556}{2} = 2.97$$

Utilizando la ecuación (A1.1):

$$\ln(C_v) = \ln(C_{v\ 10/50}) + \ln(2.97) [0.606 \ln(P_R) - 3.73] =$$

$$\ln(C_v) = \ln(0.13) + \ln(2.97) [0.606 \ln(1000) - 3.73] = -1.543728$$

Entonces, la ordenada del espectro de pseudoaceleraciones para el período $T = 1\text{seg}$ es:

$$C_v = e^{-1.543728} = 0.214g$$

Tipo espectral 2

Para determinar los espectros de pseudoaceleraciones para los tipos espectrales 2 y 3, se utilizaron las tablas de los coeficientes de sitio para períodos cortos ($T = 0.2\text{seg}$) y período de $T = 1\text{seg}$ del FEMA 356.

Las ecuaciones para hallar las pseudoaceleraciones de los tipos espectrales 2 y 3, a partir de un suelo clasificado como S_B son:

$$b = F_a S_{0.2} \quad (\text{A1.6})$$

$$C_v = F_v S_{1.0} \quad (\text{A1.7})$$

Donde:

F_a Factor de sitio determinado de **Tabla A1.5**, en función del tipo sitio y el valor de la pseudoaceleración para el período de 0.2seg de un suelo clasificado como S_B .

F_v Factor de sitio determinado de **Tabla A1.6**, en función del tipo de sitio y el valor de la pseudoaceleración para el período de 1.0seg de un suelo clasificado como S_B .

Tabla A1.5. Valores del factor de sitio F_a .

Tipo de sitio	Pseudoaceleraciones para $T = 0.2\text{seg}$				
	$S_{0.2} \leq 0.25$	$S_{0.2} = 0.50$	$S_{0.2} = 0.75$	$S_{0.2} = 1.0$	$S_{0.2} \geq 1.25$
S_A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S_B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
S_C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
S_D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
S_E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
S_F	*	*	*	*	*

Tabla A1.6. Valores del factor de sitio F_v .

	Pseudoaceleraciones para $T=1.0\text{seg}$				
Tipo de sitio	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
S_A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S_B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
S_C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
S_D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
S_E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
S_F	*	*	*	*	*

*Los suelos clasificados como S_F son dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.

En nuestro código sísmico, el tipo espectral 1 comprende los tipos de sitio S_A , S_B , y S_C . Los espectros de diseño se establecen para cada zona sísmica en función de la identificación del sitio. La zonificación sísmica está definida por su aceleración efectiva a_s en suelo tipo S_B .

Los parámetros que definen los espectros de pseudoaceleraciones para el Sismo de Diseño en el CIRSOC 103 son los coeficientes C_a y C_v , multiplicados por los factores de sitio de **Tabla A1.5** y **Tabla A1.6**. Para tipo espectral 1 se multiplican las ordenadas a_s por los factores correspondientes al tipo de sitio S_C , para tipo espectral 2 por los factores correspondientes al tipo de sitio S_D , y para tipo espectral 3 por los factores correspondientes al tipo de sitio S_E .

Esto significa que utilizando las ecuaciones (A1.1) y (A1.3) se obtienen los espectros de pseudoaceleraciones para el tipo de sitio S_C , y es necesario para poder utilizar los factores de sitio (Tabla A1.5, y Tabla A1.6) determinar la aceleración del suelo a_s para suelo tipo S_B .

En primer lugar hay que hallar el valor de la ordenada b para tipo de suelo B, esto se hace interpolando los valores de la **Tabla A1.5**.

Tabla A1.7. Tabla auxiliar de interpolación.

$S_{0.2} \leq$		$S_{0.2} =$
0.25	X_i	0.5
1.2	Y_i	1.2
0.3	0.3425	0.6

La segunda fila de la tabla de interpolación (**Tabla A1.7**), contiene los valores de pseudoaceleraciones para tipo de suelo S_B , con $X_i = S_{0.2}$ la variable a determinar. La tercera fila contiene los valores de los factores de sitio, con $Y_i = F_a$ como variable. Y la cuarta fila es el resultado del producto de los valores de la segunda y tercera fila.

En valor de $Y_i = 1.2$ sin necesidad de interpolar, ya que los factores de sitio son 1.2 tanto para $S_{0.2} = 0.25$ como para $S_{0.2} = 0.5$ respectivamente.

El valor de la pseudoaceleración para $T = 0.2\text{seg}$, suelo tipo S_B es:

$$X_i = \frac{0.3425}{Y_i} = \frac{0.3425}{1.2} = 0.2854$$

Con el valor de X_i , se determinan los factores de sitio restantes interpolando en **Tabla A1.5**. De esta manera:

$$F_{a(C)} = 1.2 \quad - \quad F_{a(D)} = 1.5717 \quad - \quad F_{a(E)} = 2.3867$$

De la misma manera, el valor de C_v para tipo de suelo S_B , se obtiene interpolando los valores de la **Tabla A1.6**.

Tabla A1.8. Tabla auxiliar de interpolación.

$S_1 \leq$		$S_1 =$
0.10	P_i	0.2
1.7	Q_i	1.6
0.17	0.214	0.32

La segunda fila de la tabla de interpolación (**Tabla A1.8**), contiene los valores de pseudoaceleraciones para tipo de suelo S_B , con $P_i = S_1$ la variable a determinar. La tercera fila contiene los valores de los factores de sitio, con $Q_i = F_v$ como variable. Y la cuarta fila es el resultado del producto de los valores de la segunda y tercera fila.

Para $P_i Q_i = 0.214$, y con una primera iteración, se halla $P_1 = 0.129$, y con este valor, de **Tabla A1.6** se obtiene interpolando linealmente $Q_1 = 1.671$.

Ahora hay que verificar que el producto $P_i Q_i = 0.214$, si no se cumple se vuelve a iterar.

$$P_1 Q_1 = 0.2156 \neq 0.214$$

Entonces: $P_2 = \frac{0.214}{1.671} = 0.1281$, de **Tabla A1.6** se obtiene $Q_2 = 1.6719$.

Nuevamente hay que verificar que el producto $P_i Q_i = 0.214$, si no se cumple se vuelve a iterar hasta hallar un valor próximo.

$$P_2 Q_2 = 0.2142 \cong 0.214$$

Con el valor de P_2 , se determinan los factores de sitio restantes interpolando en **Tabla A1.6**. De esta manera:

$$F_{v(C)} = 1.6719 \quad - \quad F_{v(D)} = 2.2876 \quad - \quad F_{v(E)} = 2.3867$$

Con los factores de sitio F_a y F_v para los tipos de suelo S_D y S_E , dividiendo respecto a los del suelo tipo S_C , los parámetros C_a y C_v para los tipos espectrales 2 y 3 se determinan multiplicando los parámetros de C_a y C_v del tipo espectral 1 por el cociente entre factores de sitio según corresponda, esto es:

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.137 = \frac{1.5717}{1.2} 0.137 = 0.1795$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.214 = \frac{2.2876}{1.6719} 0.214 = 0.2928$$

Tipo espectral 3

$$C_a = \frac{F_{a(E)}}{F_{a(C)}} 0.137 = \frac{2.3867}{1.2} 0.137 = 0.2725$$

$$C_v = \frac{F_{v(E)}}{F_{v(C)}} 0.214 = \frac{3.4157}{1.6719} 0.214 = 0.4372$$

Zona Sísmica 2

Tipo espectral 1

$$\text{Ciudad de Neah Bay: } \frac{S_{0.2 \text{ 2/50}}}{S_{0.2 \text{ 10/50}}} = \frac{165.5}{48.2} = 3.434$$

$$\text{Ciudad de Portland: } \frac{S_{0.2 \text{ 2/50}}}{S_{0.2 \text{ 10/50}}} = \frac{104.4}{42.9} = 2.434$$

$$\frac{S_{0.2 \text{ 2/50}}}{S_{0.2 \text{ 10/50}}} (\text{Promedio}) = \frac{3.434 + 2.34}{2} = 2.934$$

$$S_{0.2 \text{ 2/50}} = 2.934 S_{0.2 \text{ 10/50}} = 2.934 \cdot 0.45g = 1.3203g < 1.5g$$

$$\ln(b) = \ln(b_{10/50}) + \ln(2.934) [0.606 \ln(P_R) - 3.73] =$$

$$\ln(b) = \ln(0.45) + \ln(2.934) [0.606 \ln(1000) - 3.73] = -0.307577$$

$$b = e^{-0.307577} = 0.7353g$$

$$C_a = \frac{b}{2.5} = 0.2941g$$

$$\text{Ciudad de Neah Bay: } \frac{S_{1.0 \text{ 2/50}}}{S_{1.0 \text{ 10/50}}} = \frac{75.5}{19.2} = 3.932$$

Ciudad de Portland: $\frac{S_{1.0\ 2/50}}{S_{1.0\ 10/50}} = \frac{34}{17.1} = 1.988$

$$\frac{S_{1.0\ 2/50}}{S_{1.0\ 10/50}} (\text{Promedio}) = \frac{3.932 + 1.988}{2} = 2.96$$

$$\ln(C_v) = \ln(C_{v\ 10/50}) + \ln(2.96) [0.606 \ln(P_R) - 3.73] =$$

$$\ln(C_v) = \ln(0.25) + \ln(2.96) [0.606 \ln(1000) - 3.73] = -0.89134$$

Entonces:

$$C_v = e^{-0.89134} = 0.4101g$$

Tipo espectral 2

Con el mismo procedimiento para zona sísmica 1, se obtienen los siguientes factores de sitio:

$$F_{a(C)} = 1.14244 \quad - \quad F_{a(D)} = 1.2849 \quad - \quad F_{a(E)} = 1.4122$$

$$F_{v(C)} = 1.5323 \quad - \quad F_{v(D)} = 1.8646 \quad - \quad F_{v(E)} = 2.9292$$

Entonces:

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.2941 = \frac{1.2849}{1.14244} 0.2941 = 0.3308$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.4101 = \frac{1.8646}{1.5323} 0.4101 = 0.4991$$

Tipo espectral 3

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.2941 = \frac{1.4122}{1.14244} 0.2941 = 0.3635$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.4101 = \frac{2.9292}{1.5323} 0.4101 = 0.7839$$

Zona Sísmica 3

Tipo espectral 1

Ciudad de Eugene: $\frac{S_{0.2\ 2/50}}{S_{0.2\ 10/50}} = \frac{187.4}{62.5} = 2.998$

Ciudad de Seattle: $\frac{S_{0.2\ 2/50}}{S_{0.2\ 10/50}} = \frac{161.6}{75.5} = 2.14$

$$\frac{S_{0.2\ 2/50}}{S_{0.2\ 10/50}} (\text{Promedio}) = \frac{2.998 + 2.14}{2} = 2.569$$

$$S_{0.2\ 2/50} = 2.569 S_{0.2\ 10/50} = 2.569 \cdot 0.725g = 1.86g > 1.5g$$

El coeficiente $n = 0.56$ (**Tabla A1.4**) corresponde a la región Noroeste-Pacífico. Entonces:

$$b = 0.725 \left(\frac{1000}{475} \right)^{0.56} = 1.1g$$

$$C_a = \frac{b}{2.5} = 0.44g$$

Para $T = 1.0\text{seg}$, el coeficiente $n = 0.67$ (**Tabla A1.4**). Entonces:

$$C_v = 0.468 \left(\frac{1000}{475} \right)^{0.56} = 0.77g$$

Tipo espectral 2

Con el mismo procedimiento para zona sísmica 1, se obtienen los siguientes factores de sitio:

$$F_{a(C)} = 1.0 \quad - \quad F_{a(D)} = 1.06 \quad - \quad F_{a(E)} = 0.9$$

$$F_{v(C)} = 1.3 \quad - \quad F_{v(D)} = 1.5 \quad - \quad F_{v(E)} = 2.4$$

Entonces:

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} \cdot 0.44 = \frac{1.06}{1.0} \cdot 0.44 = 0.4664$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} \cdot 0.77 = \frac{1.5}{1.3} \cdot 0.77 = 0.8884$$

Tipo espectral 3

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} \cdot 0.44 = \frac{0.9}{1.0} \cdot 0.44 = 0.396$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} \cdot 0.77 = \frac{2.4}{1.3} \cdot 0.77 = 1.4216$$

Zona Sísmica 4

Tipo espectral 1

Para $T = 1.0\text{seg}$, el coeficiente $n = 0.29$ (**Tabla A1.4**) corresponde a la región de California. Entonces:

$$b = 0.925 \left(\frac{1000}{475} \right)^{0.29} = 1.148g$$

$$C_a = \frac{b}{2.5} = 0.4592g$$

$$C_v = 0.612 \left(\frac{1000}{475} \right)^{0.29} = 0.7595g$$

Tipo espectral 2

Con el mismo procedimiento para zona sísmica 1, se obtienen los siguientes factores de sitio:

$$F_{a(C)} = 1.0 \quad - \quad F_{a(D)} = 1.041 \quad - \quad F_{a(E)} = 0.9$$

$$F_{v(C)} = 1.3 \quad - \quad F_{v(D)} = 1.5 \quad - \quad F_{v(E)} = 2.4$$

Entonces:

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.4592 = \frac{1.041}{1.0} 0.4592 = 0.478$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.7595 = \frac{1.5}{1.3} 0.7595 = 0.8763$$

Tipo espectral 3

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.4592 = \frac{0.9}{1.0} 0.4592 = 0.4133$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.7595 = \frac{2.4}{1.3} 0.7595 = 1.4022$$

En **Tabla A1.9** se resumen los valores de los parámetros característicos que definen el espectro elástico para el nivel de Sismo Mayor, en las 4 zonas sísmicas de la República Argentina y para los tres tipos de suelos representados por el tipo espectral.

Tabla A1.9. Parámetros característicos que definen el espectro elástico del Sismo Mayor a partir de las ecuaciones (2.1) a (2.7).

Sismo Mayor	Tipo Espectral	ZONA SISMICA							
		1		2		3		4	
		$a_s = 0.1142$		$a_s = 0.2574$		$a_s = 0.4400$		$a_s = 0.4592$	
		C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
	1	0.1370	0.2140	0.2941	0.4101	0.4400	0.7700	0.4592	0.7595
	2	0.1795	0.2928	0.3308	0.4991	0.4664	0.8884	0.4780	0.8763
	3	0.2725	0.4372	0.3635	0.7839	0.3960	1.4216	0.4133	1.4022

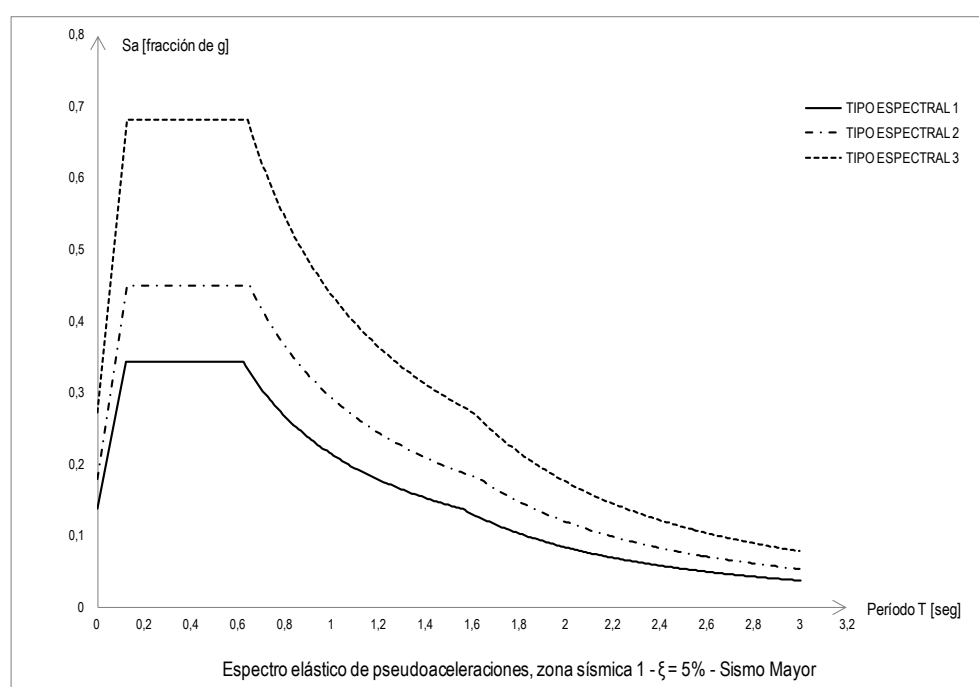


Figura A1.1. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 1 para el Sismo Mayor.

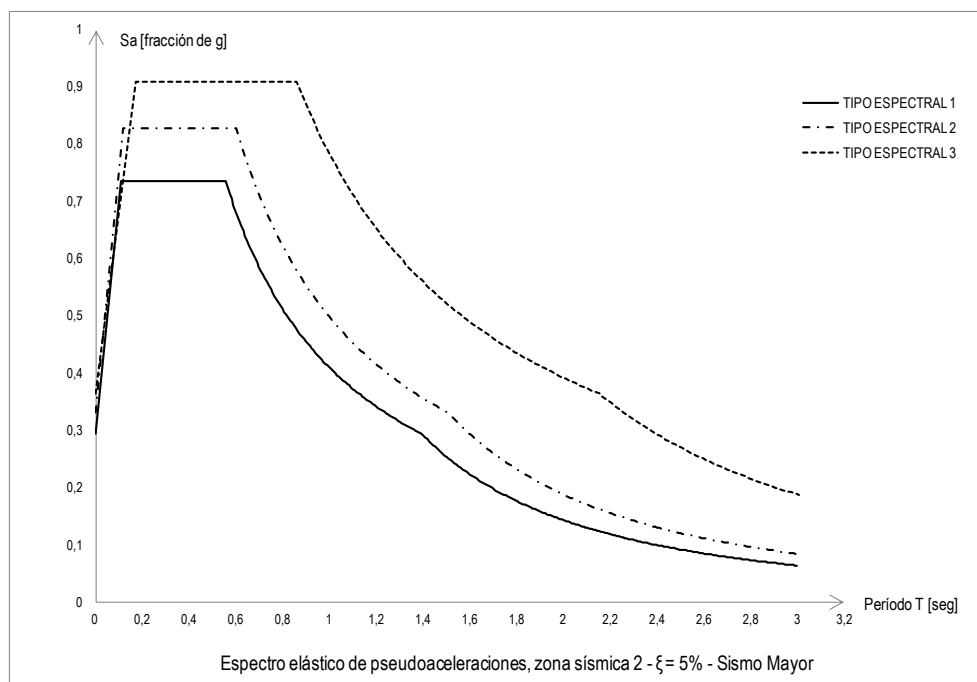


Figura A1.2. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 2 para el Sismo Mayor.

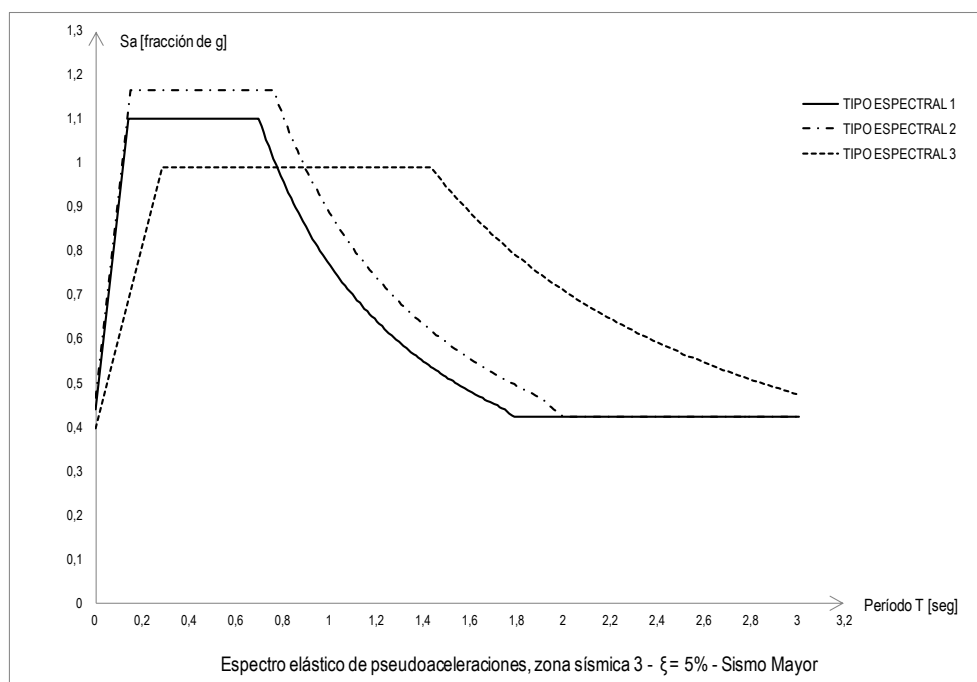


Figura A1.3. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 3 para el Sismo Mayor.

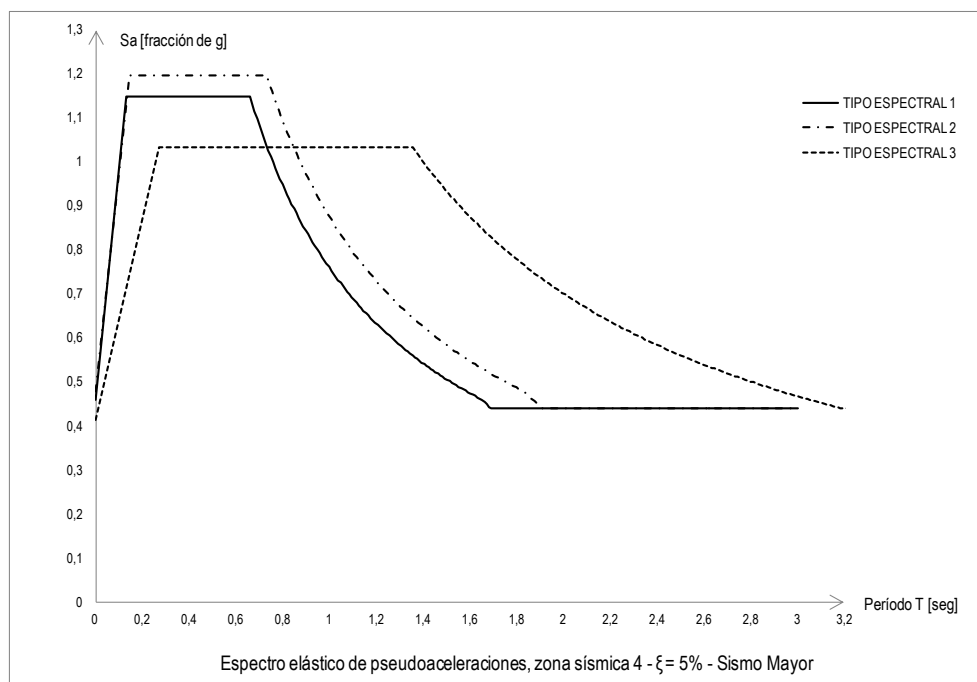


Figura A1.4. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 4 para el Sismo Mayor.

A1.4. Sismo Menor

Para sismos con probabilidades de excedencia mayores a 10% en 50 años, el FEMA 356 utiliza la ecuación (A1.3) para determinar los valores espectrales a partir del sismo de diseño. El coeficiente n se obtiene de las siguientes tablas, en función del sismo con un período promedio de recurrencia de 2500 años.

Tabla A1.10. Valores del exponente n para determinar espectros de pseudoaceleraciones para sismos con recurrencias mayores a 475 años de los Estados Unidos. $S_{0.2\ 2500} < 1.5g$.

Valores del exponente n para		
Región	$T=0.2\text{seg}$	$T=1.0\text{seg}$
California	0.44	0.44
NO Pacífico e Intermontaña	0.54	0.59
Centro y Este	0.77	0.80

Tabla A1.11. Valores del exponente n para determinar espectros de pseudoaceleraciones para sismos con recurrencias mayores a 475 años de los Estados Unidos. $S_{0.2\ 2500} \geq 1.5g$.

Valores del exponente n para		
Región	$T=0.2\text{seg}$	$T=1.0\text{seg}$
California	0.44	0.44
Noroeste Pacífico	0.89	0.96
Intermontaña	0.54	0.59
Centro	0.89	0.89
Este	1.25	1.25

A continuación, para cada zona sísmica y tipo espectral se determinarán las ordenadas espectrales para el Sismo Menor.

Zona Sísmica 1

Tipo espectral 1

Para $T = 0.2\text{seg}$, de **Tabla A1.10** para región Centro y Este, $n = 0.77$

Utilizando la ecuación (A1.3):

$$b = 0.225 \left(\frac{100}{475} \right)^{0.77} = 0.0678g$$

$$C_a = \frac{b}{2.5} = 0.0271g$$

Para $T = 1.0\text{seg}$, de **Tabla A1.10** para región Centro y Este, $n = 0.8$

Utilizando la ecuación (A1.3):

$$C_v = 0.13 \left(\frac{100}{475} \right)^{0.80} = 0.0374g$$

Tipo espectral 2

Para $b < 0.25$, de **Tabla A1.5**.

$$F_{a(C)} = 1.2 \quad - \quad F_{a(D)} = 1.6 \quad - \quad F_{a(E)} = 2.5$$

Para $C_v < 0.1$, de **Tabla A1.6**.

$$F_{v(C)} = 1.7 \quad - \quad F_{v(D)} = 2.4 \quad - \quad F_{v(E)} = 3.5$$

Entonces:

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.0271 = \frac{1.6}{1.2} 0.0271 = 0.0361$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.0374 = \frac{2.4}{1.7} 0.0374 = 0.0528$$

Tipo espectral 3

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.0271 = \frac{2.5}{1.2} 0.0271 = 0.0565$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.0374 = \frac{3.5}{1.7} 0.0374 = 0.0770$$

Zona Sísmica 2

Tipo espectral 1

Para $T = 0.2\text{seg}$, de **Tabla A1.10** para las regiones del Noroeste Pacífico e Intermontaña, $n = 0.54$

$$b = 0.45 \left(\frac{100}{475} \right)^{0.54} = 0.194g$$

$$C_a = \frac{b}{2.5} = 0.0776g$$

Para $T = 1.0\text{seg}$, de **Tabla A1.10** para las regiones del Noroeste Pacífico e Intermontaña, $n = 0.59$

$$\text{De } C_v = 0.25 \left(\frac{100}{475} \right)^{0.59} = 0.0997g$$

Tipo espectral 2

Para $b < 0.25$, de **Tabla A1.5**.

$$F_{a(C)} = 1.2 \quad - \quad F_{a(D)} = 1.6 \quad - \quad F_{a(E)} = 2.5$$

Para $C_v < 0.1$, de **Tabla A1.6**.

$$F_{v(C)} = 1.7 \quad - \quad F_{v(D)} = 2.4 \quad - \quad F_{v(E)} = 3.5$$

Entonces:

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.0776 = \frac{1.6}{1.2} 0.0776 = 0.1035$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.0997 = \frac{2.4}{1.7} 0.0997 = 0.1408$$

Tipo espectral 3

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.0776 = \frac{2.5}{1.2} 0.0776 = 0.1617$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.0997 = \frac{3.5}{1.7} 0.0997 = 0.2053$$

Zona Sísmica 3

Tipo espectral 1

Para $T = 0.2\text{seg}$, de **Tabla A1.10** para las regiones del Noroeste Pacífico e Intermontaña, $n = 0.54$

$$b = 0.725 \left(\frac{100}{475} \right)^{0.54} = 0.3125g$$

$$C_a = \frac{b}{2.5} = 0.125g$$

Para $T = 1.0\text{seg}$, de **Tabla A1.10** para las regiones del Noroeste Pacífico e Intermontaña, $n = 0.59$

$$C_v = 0.468 \left(\frac{100}{475} \right)^{0.59} = 0.1866g$$

Tipo espectral 2

Con el mismo procedimiento para zona sísmica 1, se obtienen los siguientes factores de sitio:

$$F_{a(C)} = 1.2 \quad - \quad F_{a(D)} = 1.5917 \quad - \quad F_{a(E)} = 2.4667$$

$$F_{v(C)} = 1.6896 \quad - \quad F_{v(D)} = 2.3584 \quad - \quad F_{v(E)} = 3.4688$$

Entonces:

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.125 = \frac{1.5917}{1.2} 0.125 = 0.1658$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.1866 = \frac{2.3584}{1.6896} 0.1866 = 0.2605$$

Tipo espectral 3

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.125 = \frac{2.4667}{1.2} 0.125 = 0.2570$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.1866 = \frac{3.4688}{1.6896} 0.1866 = 0.3831$$

Zona Sísmica 4

Tipo espectral 1

Para $T = 0.2\text{seg}$, de **Tabla A1.11** para la región de California, $n = 0.44$

$$b = 0.925 \left(\frac{100}{475} \right)^{0.44} = 0.4660g$$

$$C_a = \frac{b}{2.5} = 0.1864g$$

Para $T = 1.0\text{seg}$, de **Tabla A1.11** para la región de California, $n = 0.44$

$$C_v = 0.612 \left(\frac{100}{475} \right)^{0.44} = 0.3083g$$

Tipo espectral 2

Con el mismo procedimiento para zona sísmica 1, se obtienen los siguientes factores de sitio:

$$F_{a(C)} = 1.2 \quad - \quad F_{a(D)} = 1.4894 \quad - \quad F_{a(E)} = 2.0574$$

$$F_{v(C)} = 1.6083 \quad - \quad F_{v(D)} = 2.0332 \quad - \quad F_{v(E)} = 3.2249$$

Entonces:

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.1864 = \frac{1.4894}{1.2} 0.1864 = 0.2314$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.3083 = \frac{2.0332}{1.6083} 0.3083 = 0.3898$$

Tipo espectral 3

$$C_a = \frac{F_{a(D)}}{F_{a(C)}} 0.1864 = \frac{2.0574}{1.2} 0.1864 = 0.2314$$

$$C_v = \frac{F_{v(D)}}{F_{v(C)}} 0.3083 = \frac{3.2249}{1.6083} 0.3083 = 0.6182$$

En **Tabla A1.12** se resumen los valores de los parámetros característicos que definen el espectro elástico para el nivel de Sismo Menor, en las 4 zonas sísmicas de la República Argentina y para los tres tipos de suelos representados por el tipo espectral.

Tabla A1.12. Parámetros característicos que definen el espectro elástico del Sismo Menor a partir de las ecuaciones (2.1) a (2.7).

Sismo Menor	Tipo Espectral	ZONA SISMICA							
		1		2		3		4	
		$a_s = 0.0226$		$a_s = 0.0647$		$a_s = 0.1042$		$a_s = 0.1553$	
		C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
	1	0.0271	0.0374	0.0776	0.0997	0.1250	0.1866	0.1864	0.3083
	2	0.0361	0.0528	0.1035	0.1408	0.1658	0.2605	0.2314	0.3898
3	0.0565	0.0770	0.1617	0.2053	0.2570	0.3831	0.3196	0.6182	

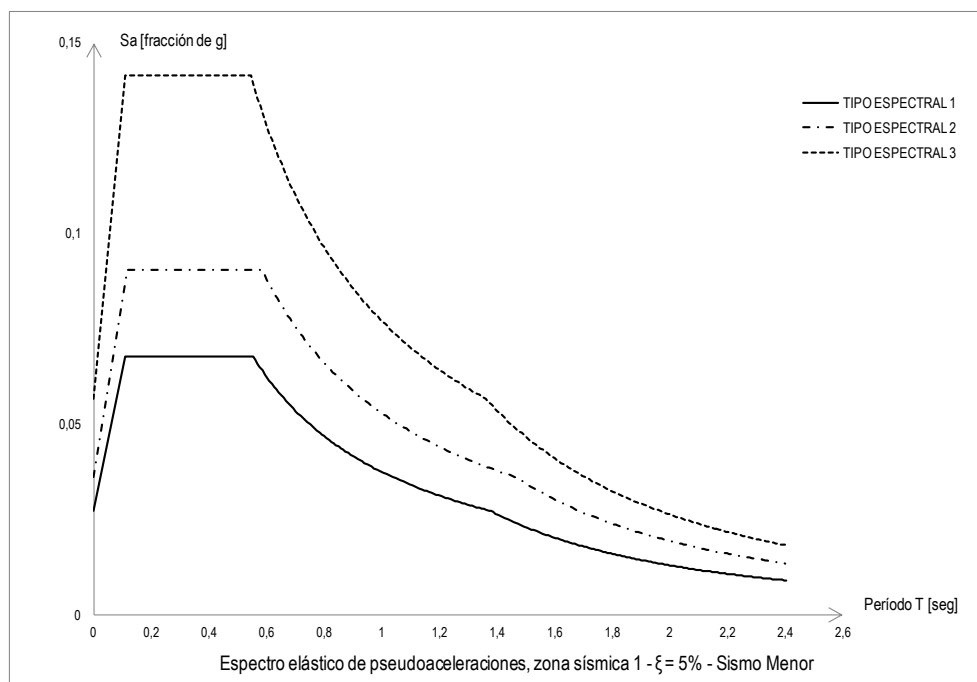


Figura A1.5. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 1 para el Sismo Menor.

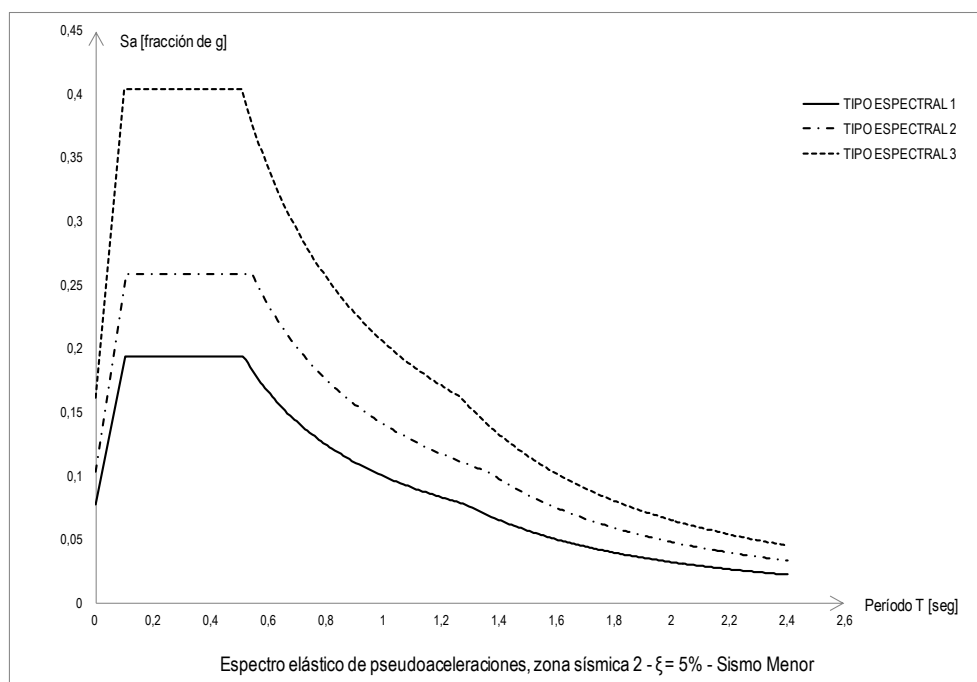


Figura A1.6. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 2 para el Sismo Menor.

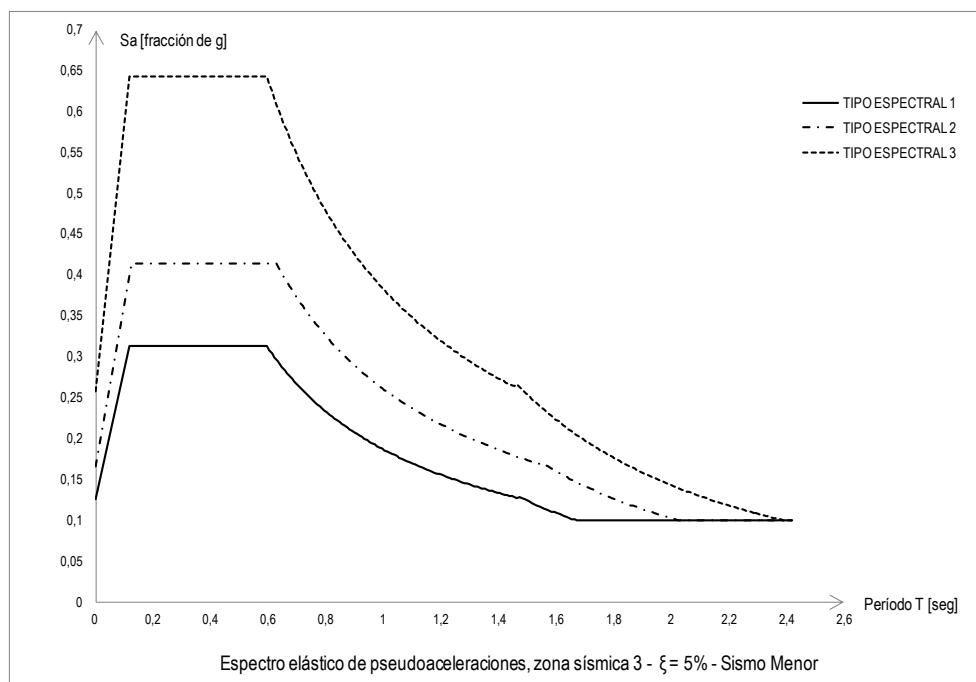


Figura A1.7. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 3 para el Sismo Menor.

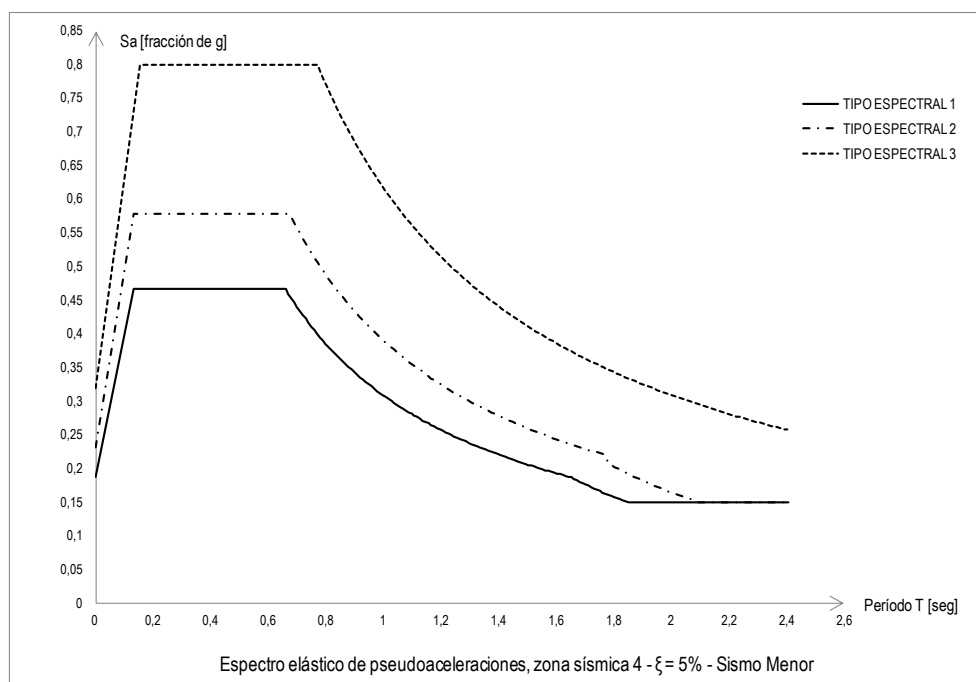


Figura A1.8. Espectro elástico de pseudoaceleraciones de zona sísmica 4 para el Sismo Menor.

A2

INVENTARIO, TABLAS Y DIAGRAMAS GUIAS

A2.1. Introducción

En el presente anexo, se presenta un modelo de inventario de puentes con los datos necesarios mínimos para poder determinar la Categoría Sísmica de Rehabilitación y el índice de vulnerabilidad de la estructura.

Se resumen las tablas para hallar la Categoría Sísmica de Rehabilitación.

Se incluyen además diagramas de flujo que sirven de ayuda para obtener el índice de vulnerabilidad total de un puente en una región sísmica.

A2.2. Modelo de inventario

Datos generales

Nombre del puente.....

Ubicación.....

Año de construcción..... Importancia: esencial / estándar

Características del cruce:

Geometría

Longitud total..... Ancho total..... Número de tramos.....

Tramos iguales: si / no Longitudes de tramos.....

Alineación: recto / curvo / esviado Angulo de esviaje.....

Geometría: regular / irregular

Superestructura

Tipología del tablero o sección transversal.....

Material..... Continuidad estructural: si / no

Nº juntas de expansión..... Longitudes entre juntas.....

Apoyo cerca de un borde: si / no Detalle.....

Longitudes de apoyo: Estribos..... Pilas.....

Apoyos

Tipo de apoyos: Estribos..... Pilas.....

Restricciones de desplazamientos.....

Apoyo del diafragma extremo continuo: si / no Dispositivos de amortig.: si/ no

Pilas

Número de columnas en la pila..... Viga dintel: si / no

Columnas

Material y tipo.....

Altura libre de columnas.....

Empotramientos extremos: superior: si / no inferior: si / no

Columnas integrales con superestructura: si / no

Armadura longitudinal: N° barras..... Diámetro.....

Tipo de armadura transversal.....

Diámetro..... Separación.....

Empalmes en regiones extremas: si / no

Estribos

Tipo y material de estribos.....

Altura de estribos..... Altura del relleno.....

Llaves de corte

Restricciones: Longitudinal: si / no Transversal: si / no

Tipo de restricciones.....

Fundaciones

Material.....

Tipo de fundación de pilas.....

Tipo de fundación de estribos.....

Pilotes: si / no Longitud..... Diámetro.....

Zapatas: si / no Dimensiones.....

Deficiencias en fundaciones.....

Suelo

Tipo de suelo de fundación: $S_A/S_B/S_C/S_D/S_E/S_F$

Susceptibilidad a licuefacción: si / no

Observaciones / notas:.....

.....

A2.3. Tablas para hallar CSR

Tabla A2.1. Categorías de vidas de servicios.

Categoría de vida útil	Vida útil de servicio
VUS 1	0 – 15 años
VUS 2	16 – 50 años
VUS 3	Mayor a 50 años

Tabla A2.2. Niveles mínimos de desempeño para puentes rehabilitados.

Sismo	Importancia y categoría de vida útil de servicio del puente					
	Estándar			Esencial		
	VUS 1	VUS 2	VUS 3	VUS 1	VUS 2	VUS 3
Menor	ND 0 ¹	ND 3	ND 3	ND 0 ¹	ND 3	ND 3
Mayor	ND 0 ¹	ND 1	ND 1	ND 0 ¹	ND 1	ND 2

1. Los puentes para los cuales se asigna un nivel de desempeño ND 0 tienen una vida útil de 15 años o menos y son candidatos al reemplazo o rehabilitación.

Tabla A2.3. Parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones del Sismo Menor.

Sismo Menor	Tipo Espectral	ZONA SISMICA							
		1		2		3		4	
		$a_s = 0.0226$		$a_s = 0.0647$		$a_s = 0.1042$		$a_s = 0.1553$	
		C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
	1	0.0271	0.0374	0.0776	0.0997	0.1250	0.1866	0.1864	0.3083
	2	0.0361	0.0528	0.1035	0.1408	0.1658	0.2605	0.2314	0.3898
	3	0.0565	0.0770	0.1617	0.2053	0.2570	0.3831	0.3196	0.6182

Tabla A2.4. Parámetros característicos que definen el espectro elástico de pseudoaceleraciones del Sismo Mayor.

Sismo Mayor	Tipo Espectral	ZONA SISMICA							
		1		2		3		4	
		$a_s = 0.1142$		$a_s = 0.2574$		$a_s = 0.4400$		$a_s = 0.4592$	
		C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
	1	0.1370	0.2140	0.2941	0.4101	0.4400	0.7700	0.4592	0.7595
	2	0.1795	0.2928	0.3308	0.4991	0.4664	0.8884	0.4780	0.8763
	3	0.2725	0.4372	0.3635	0.7839	0.3960	1.4216	0.4133	1.4022

Tabla A2.5. Nivel de peligro sísmico (NPS).

Nivel de Peligro Sísmico (NPS)	Utilizando $b = 2.5C_a$	Utilizando C_v
I	$b \leq 0.15$	$C_v \leq 0.15$
II	$0.15 < b \leq 0.35$	$0.15 < C_v \leq 0.25$
III	$0.35 < b \leq 0.60$	$0.25 < C_v \leq 0.40$
IV	$0.60 < b$	$0.40 < C_v$

Tabla A2.6. Categoría Sísmica de Rehabilitación (CSR).

Nivel de peligro sísmico (NPS)	Nivel de desempeño esperado (ND)				
	Durante Sismo Mayor			Durante Sismo Menor	
	ND 0	ND 1	ND 2	ND 0	ND 3
I	A	A	B	A	C
II	A	B	B	A	C
III	A	B	C	A	C
IV	A	C	D	A	D

A2.4. Diagramas para hallar el índice de vulnerabilidad V

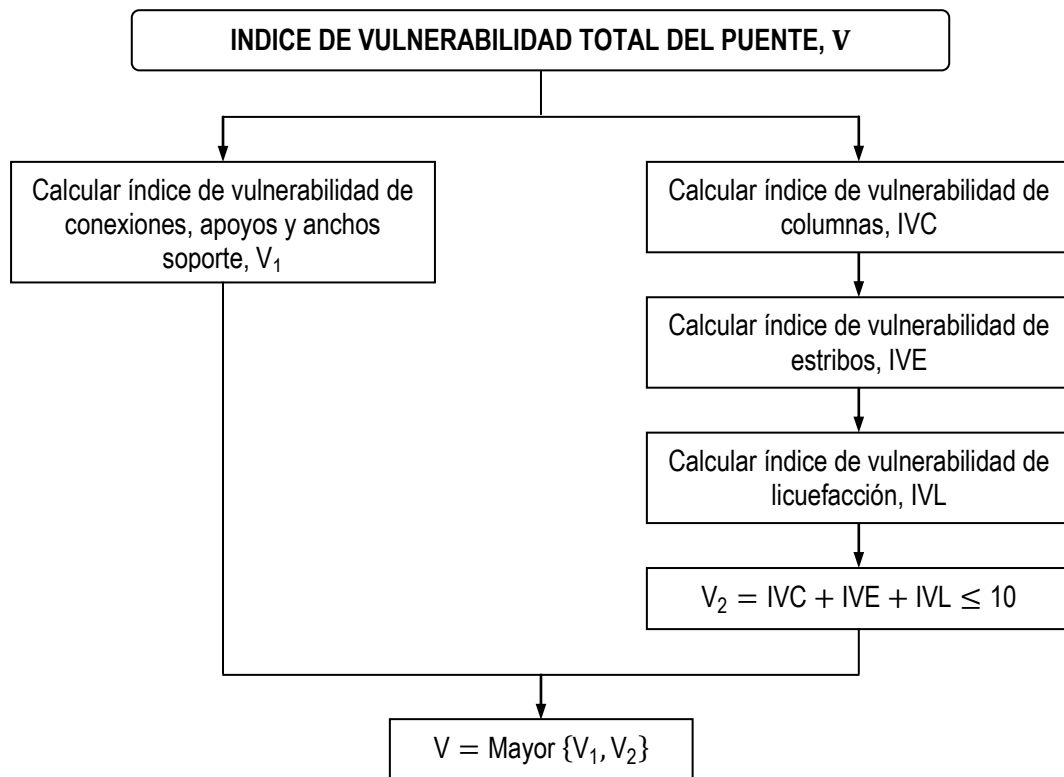
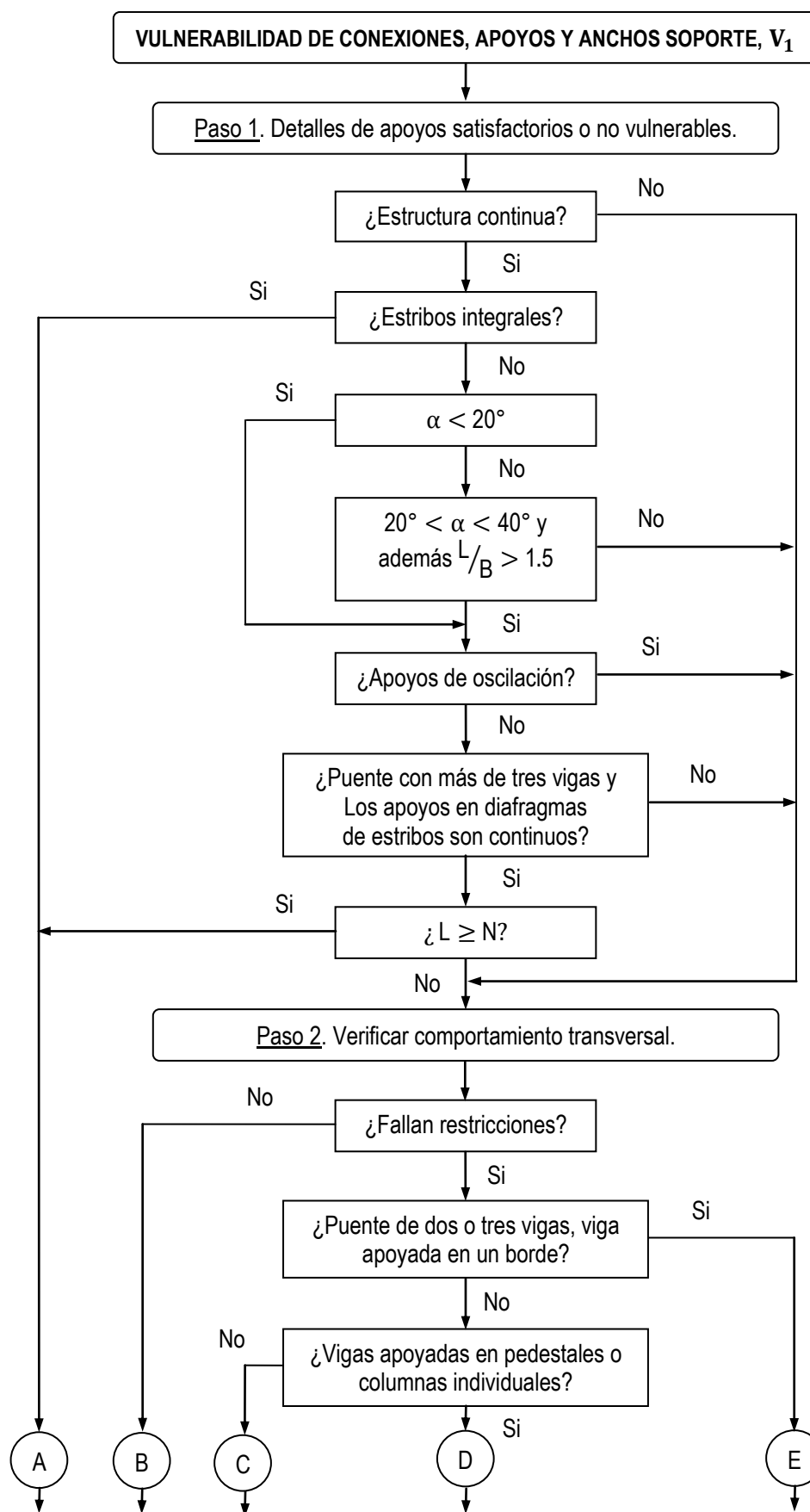


Figura A2.1. Obtención del índice de vulnerabilidad V.



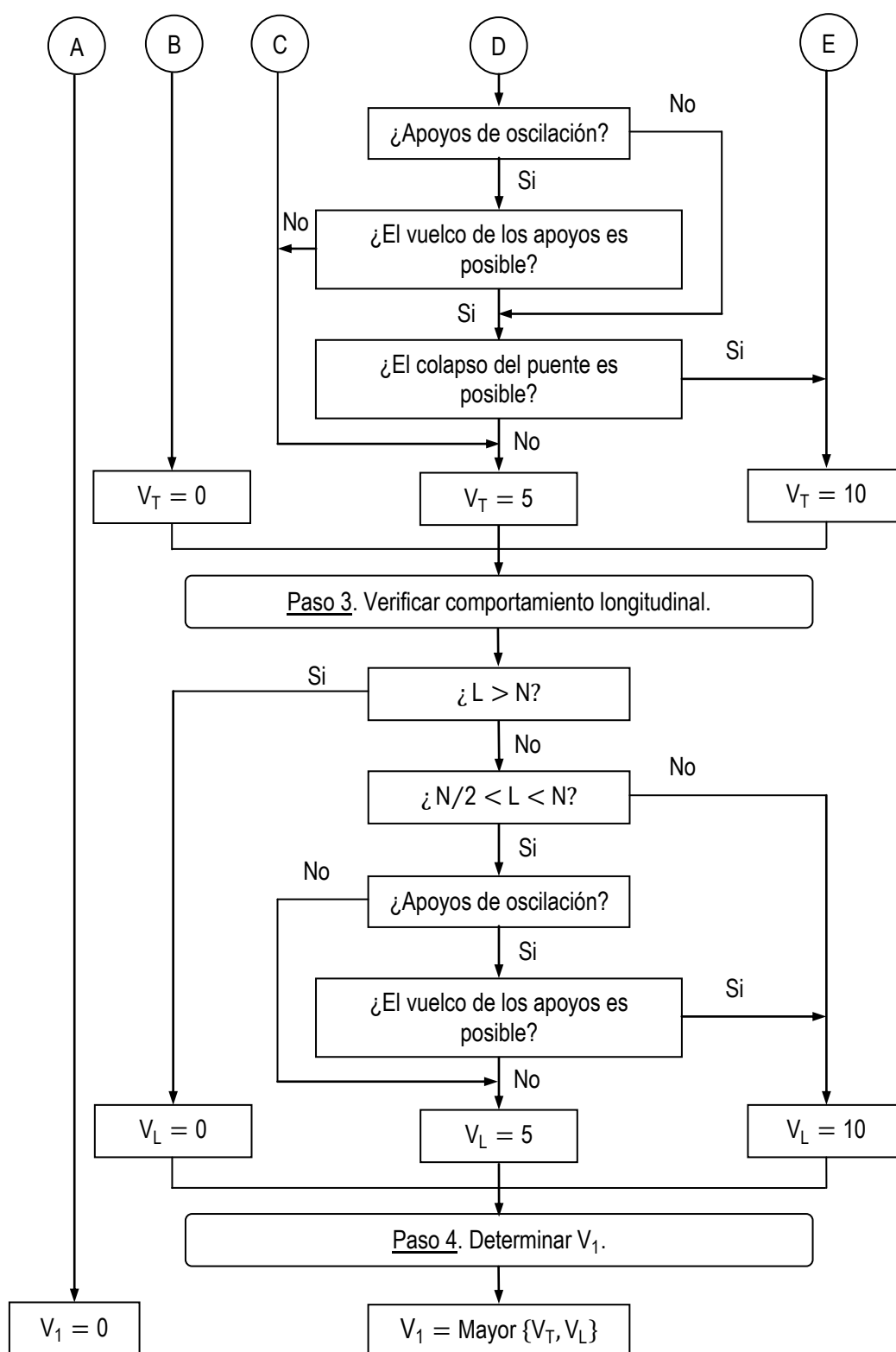
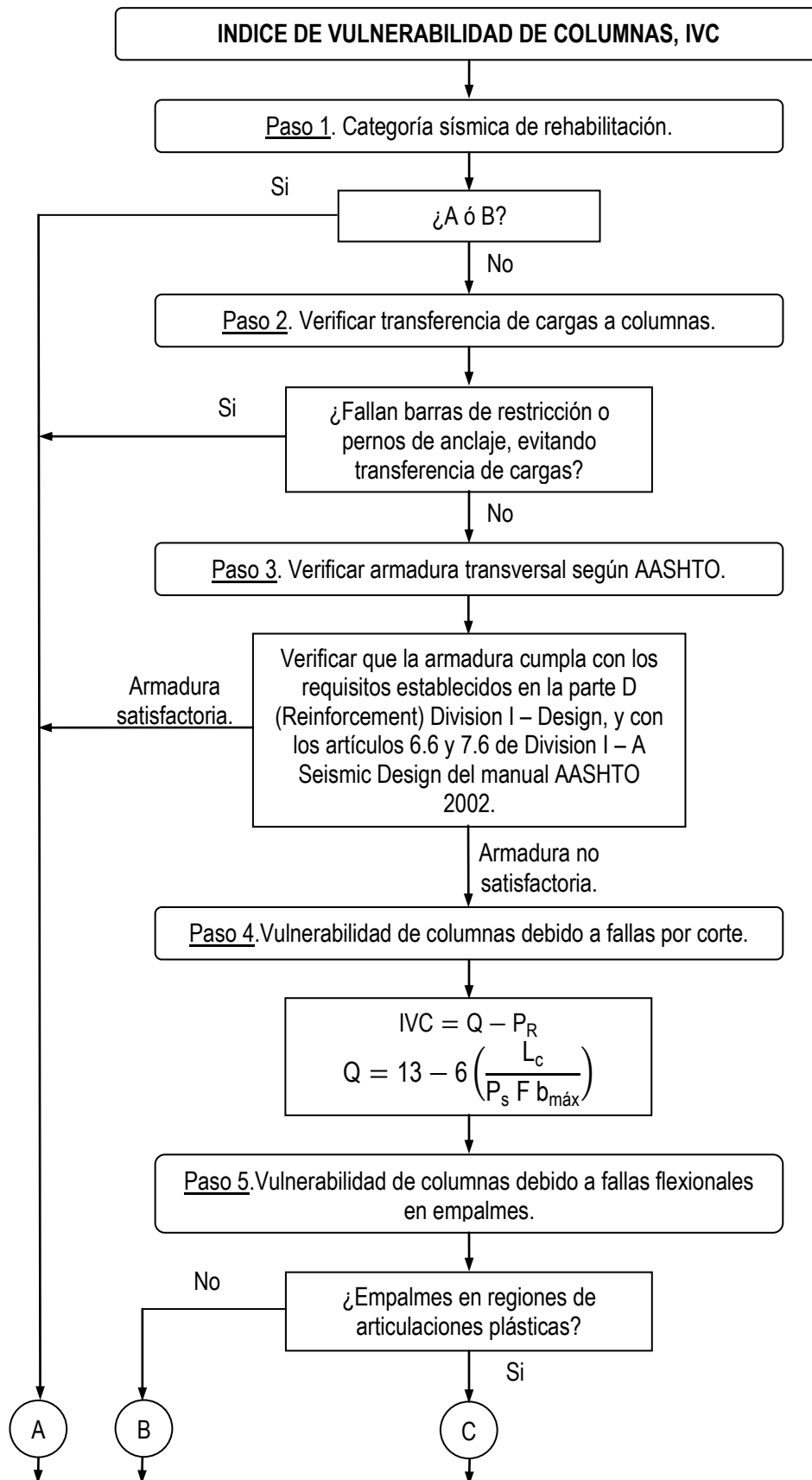


Figura A2.2. Obtención del índice de vulnerabilidad V_1 .



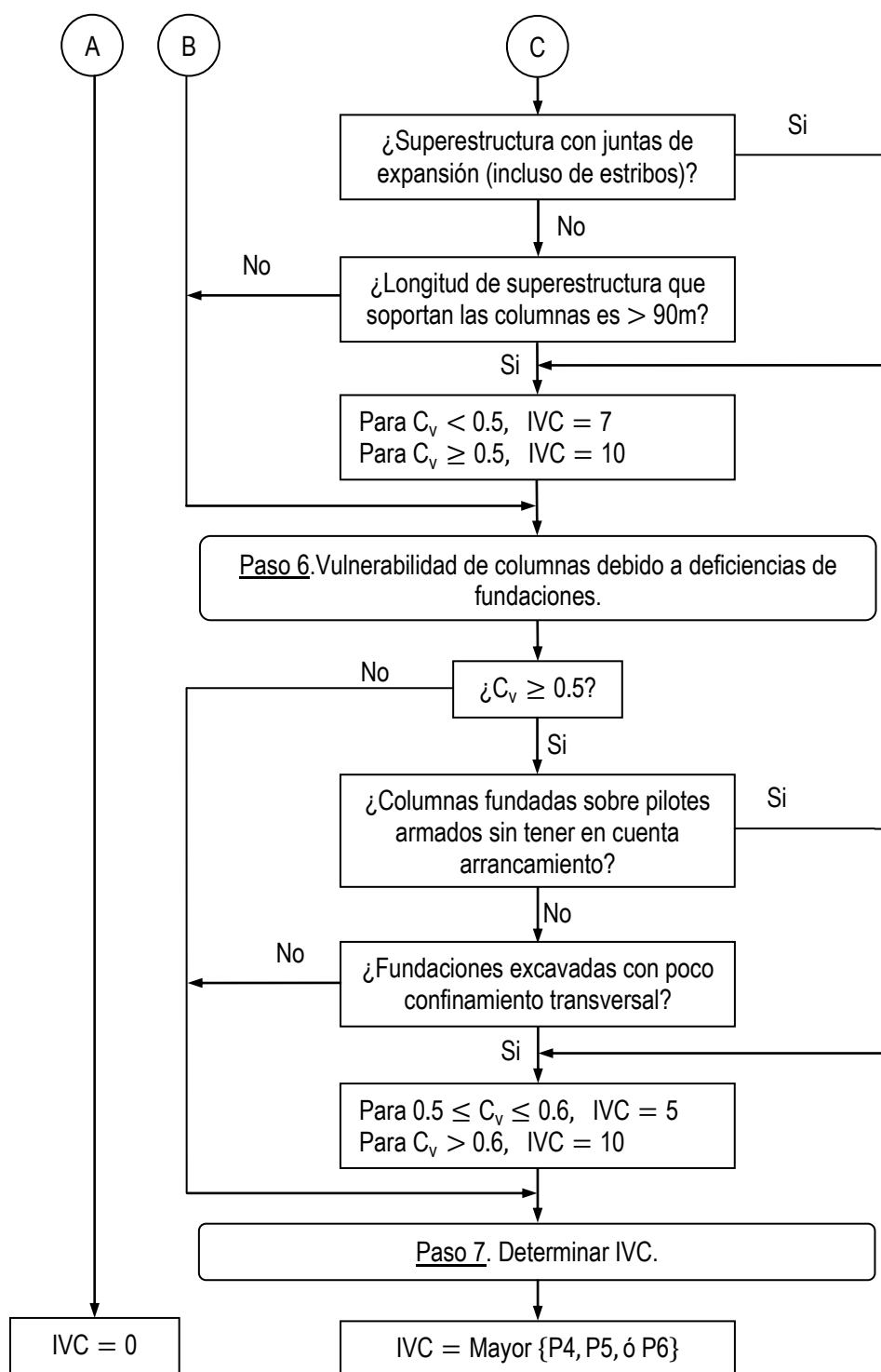


Figura A2.3. Obtención del índice de vulnerabilidad de columnas IVC.

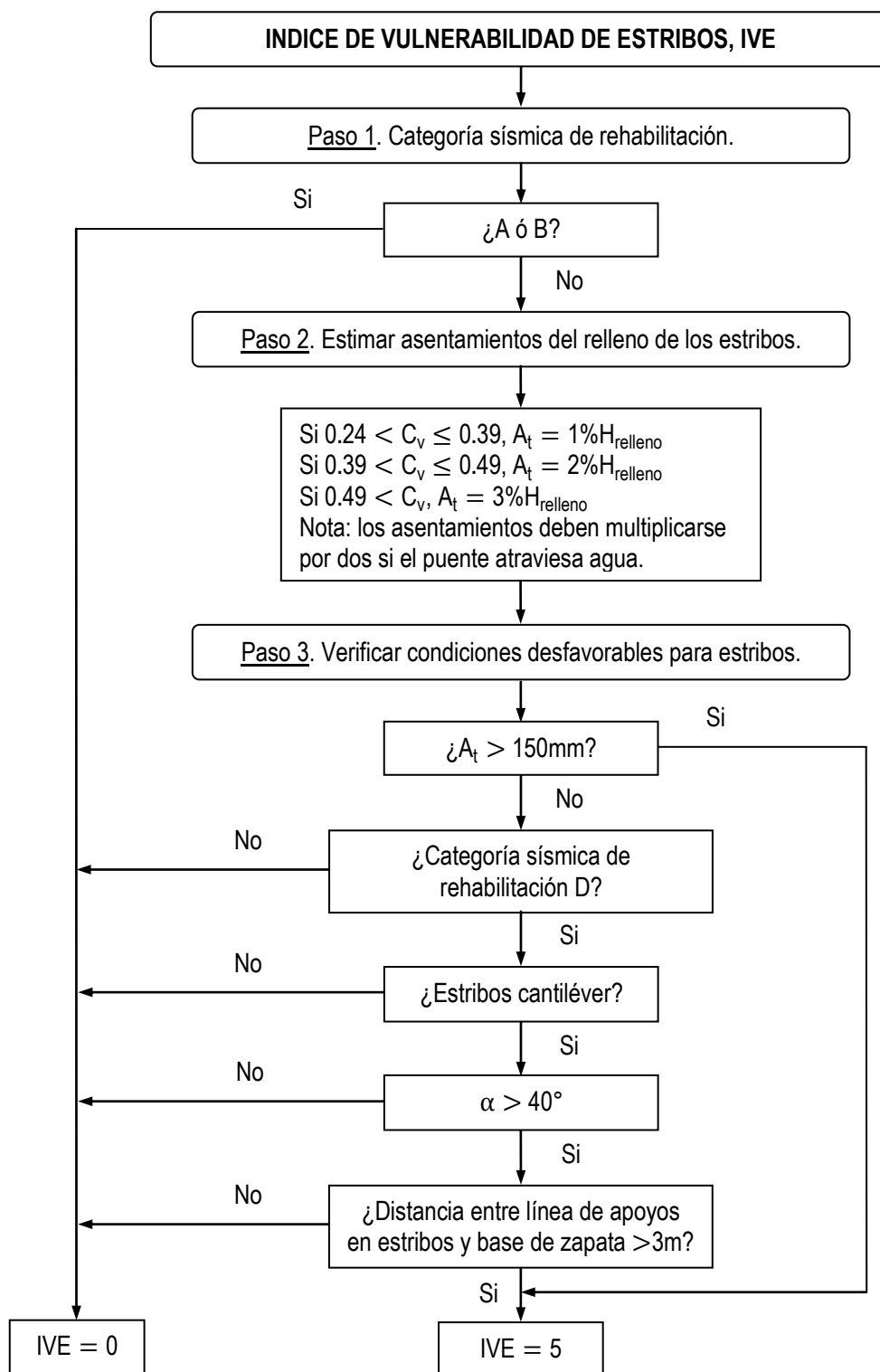
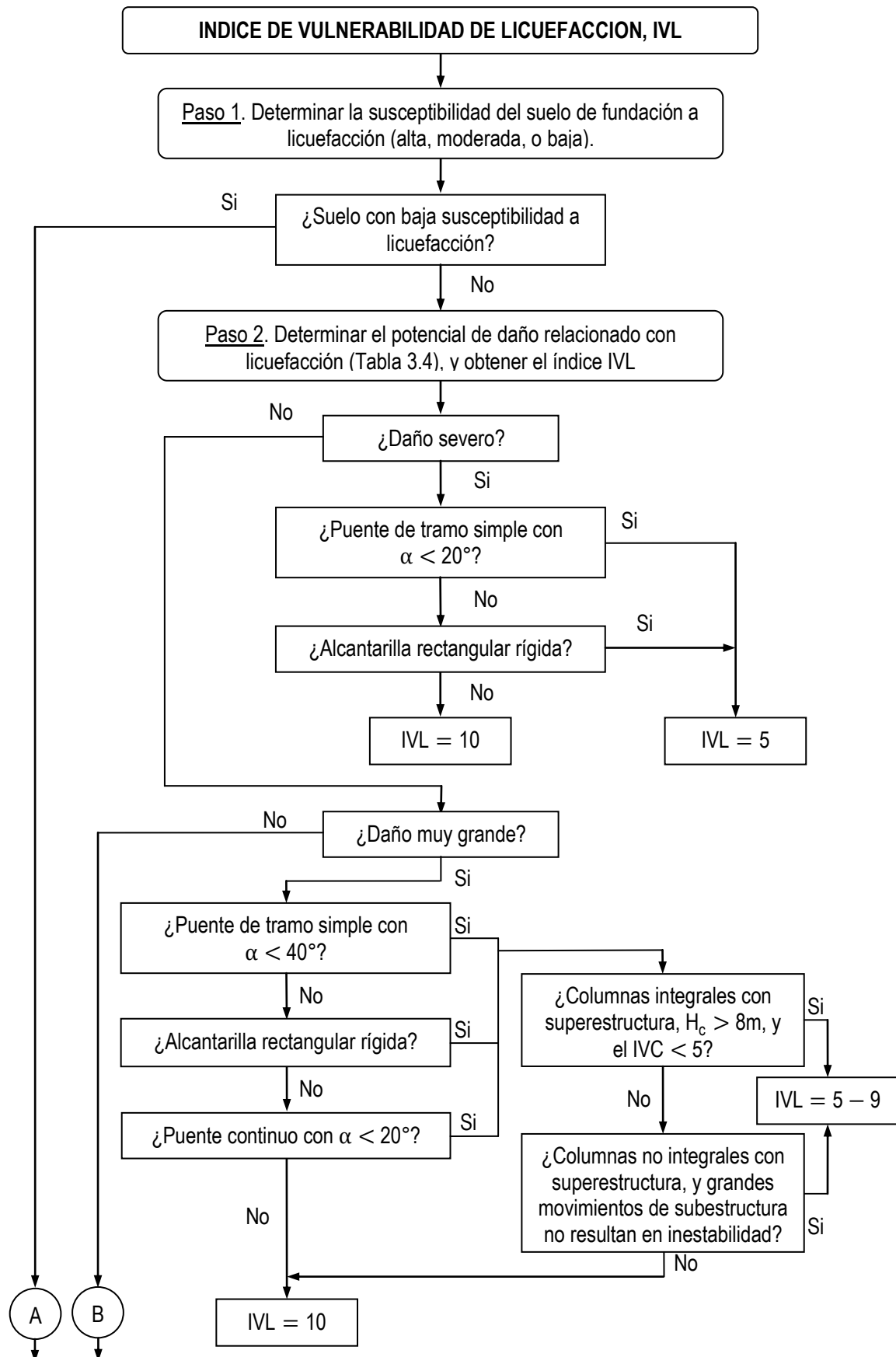


Figura A2.4. Obtención del índice de vulnerabilidad de estribos IVE.



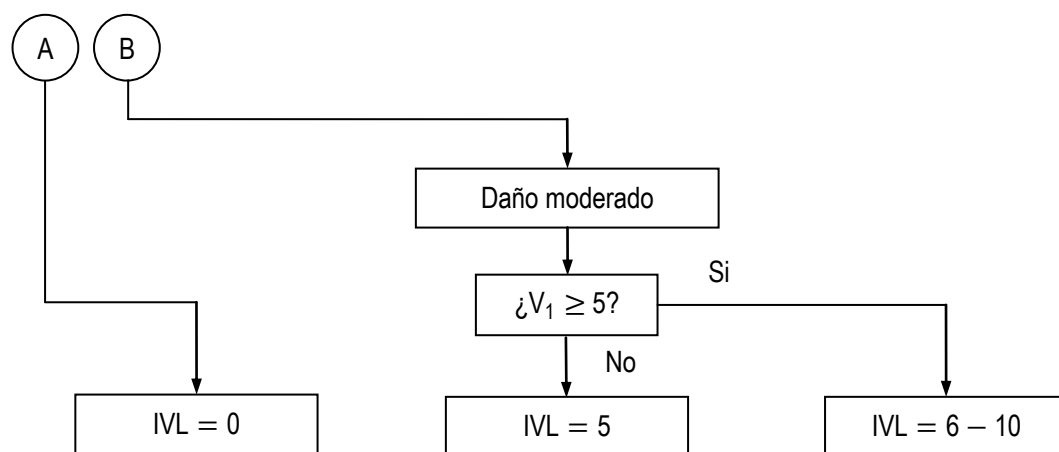
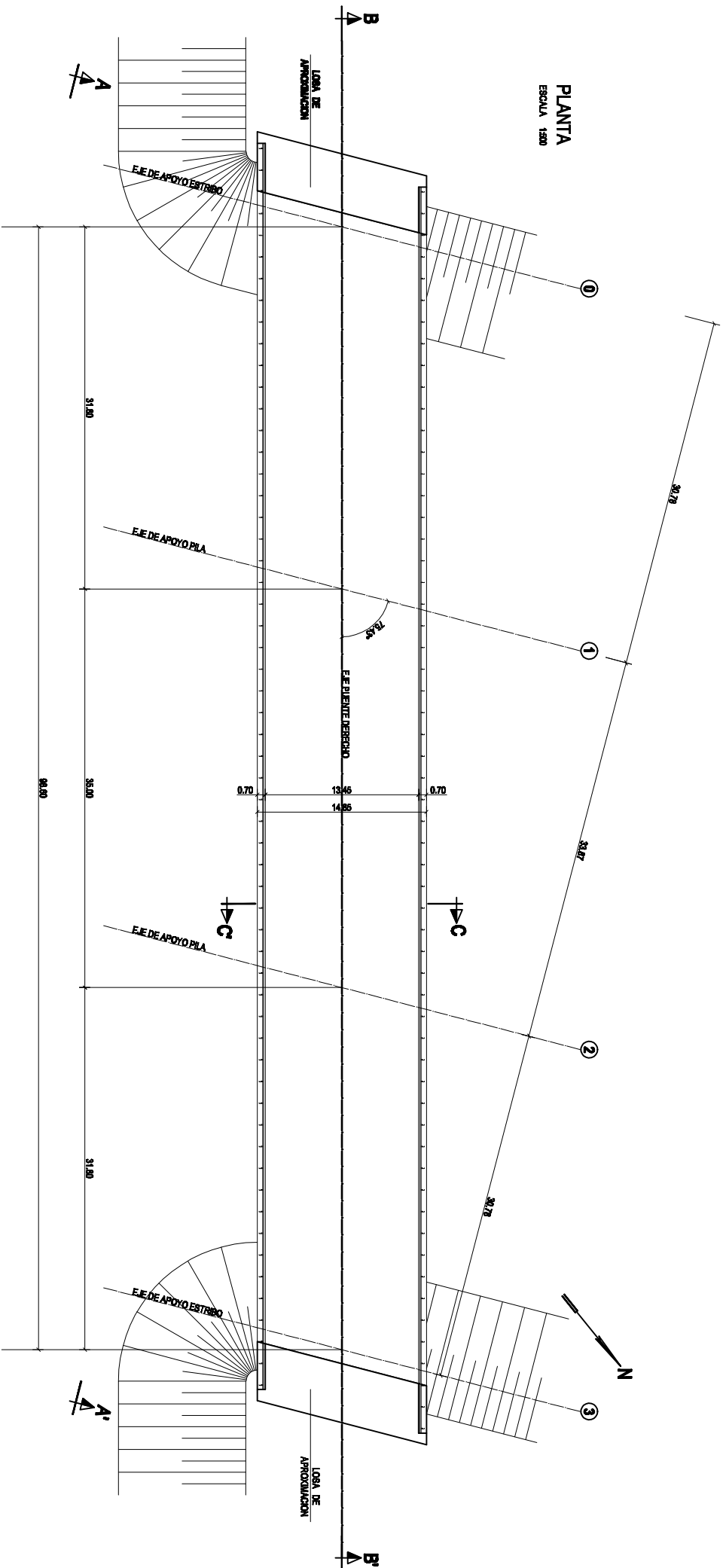


Figura A2.5. Obtención del índice de vulnerabilidad de licuefacción IVL.

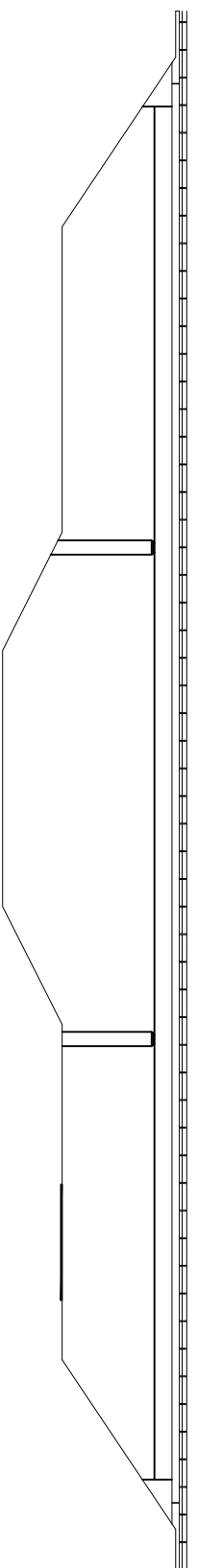
A3

PLANOS



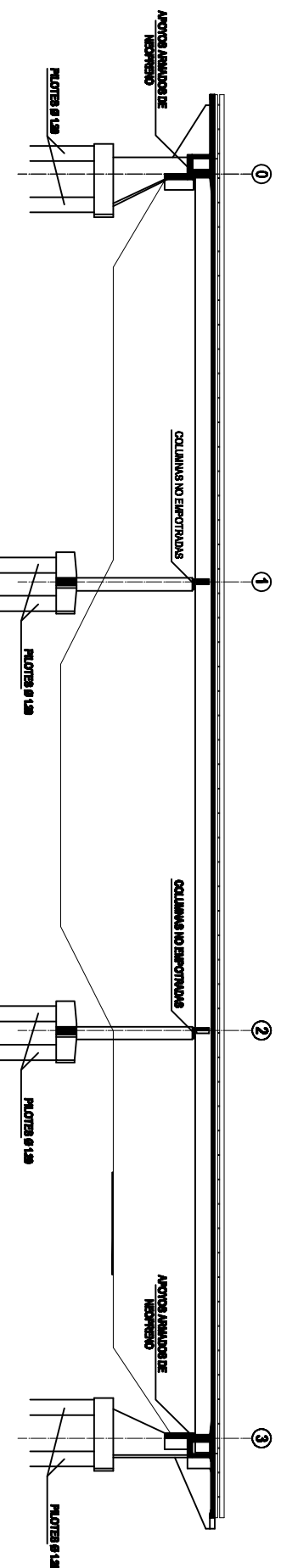
VISTA A-A'

ESCALA 1:500



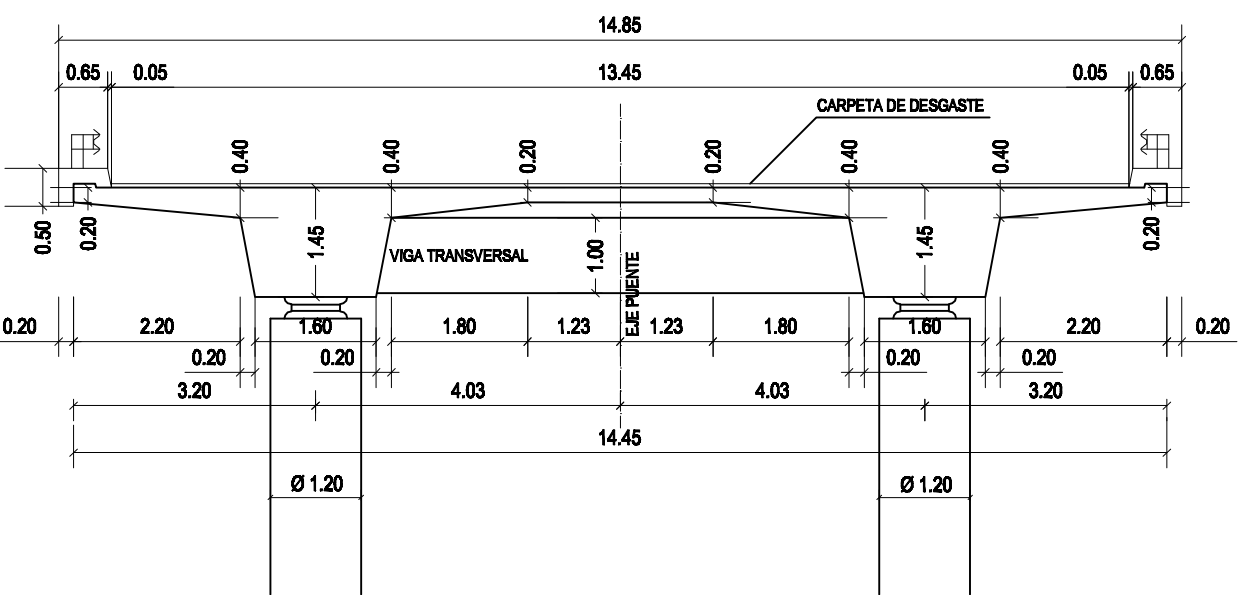
CORTE B-B'
ESCALA 1:500

ESCALA 1:500



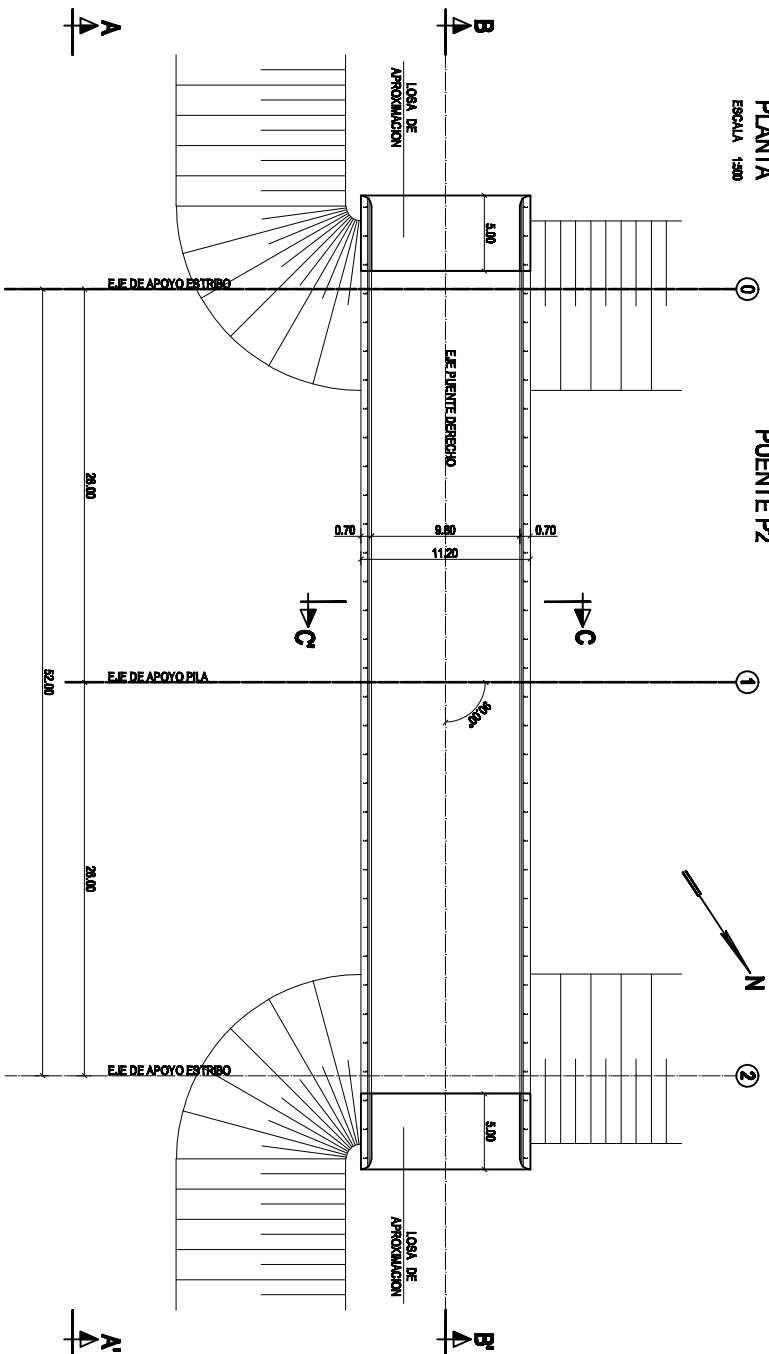
CORTE C - C'
ESCALA 1:100

ESCALA 1:100



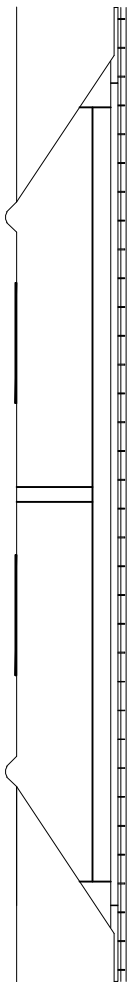
PLANTA
ESCALA 1:300

PUENTE P2



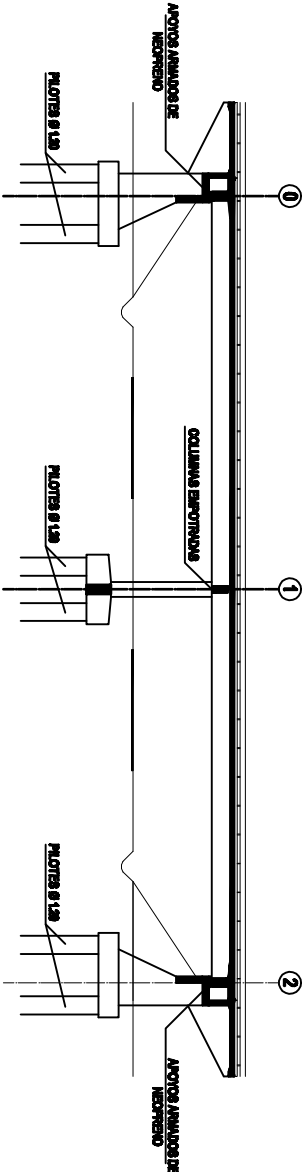
VISTA A-A'

ESCALA 1:300



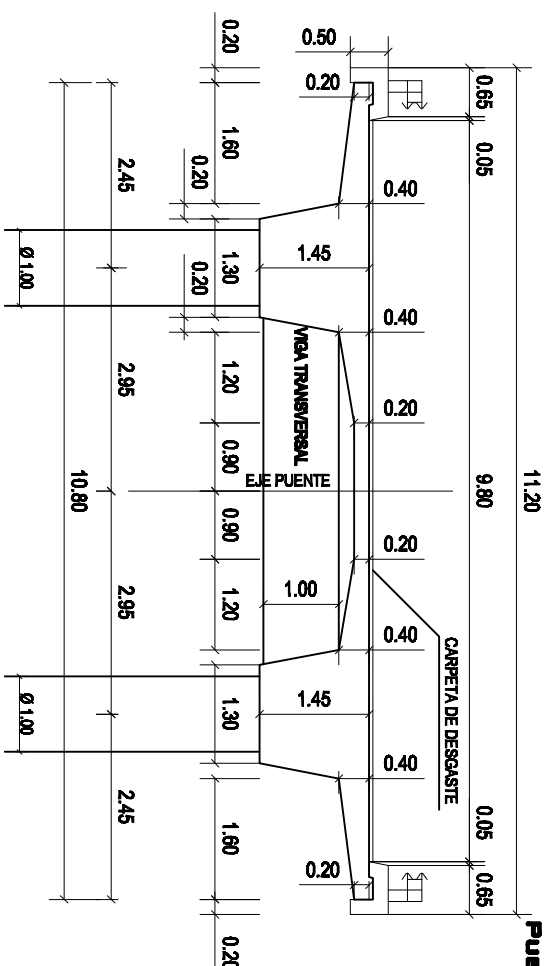
CORTE B-B'

ESCALA 1:300



CORTE C-C'

ESCALA 1:100

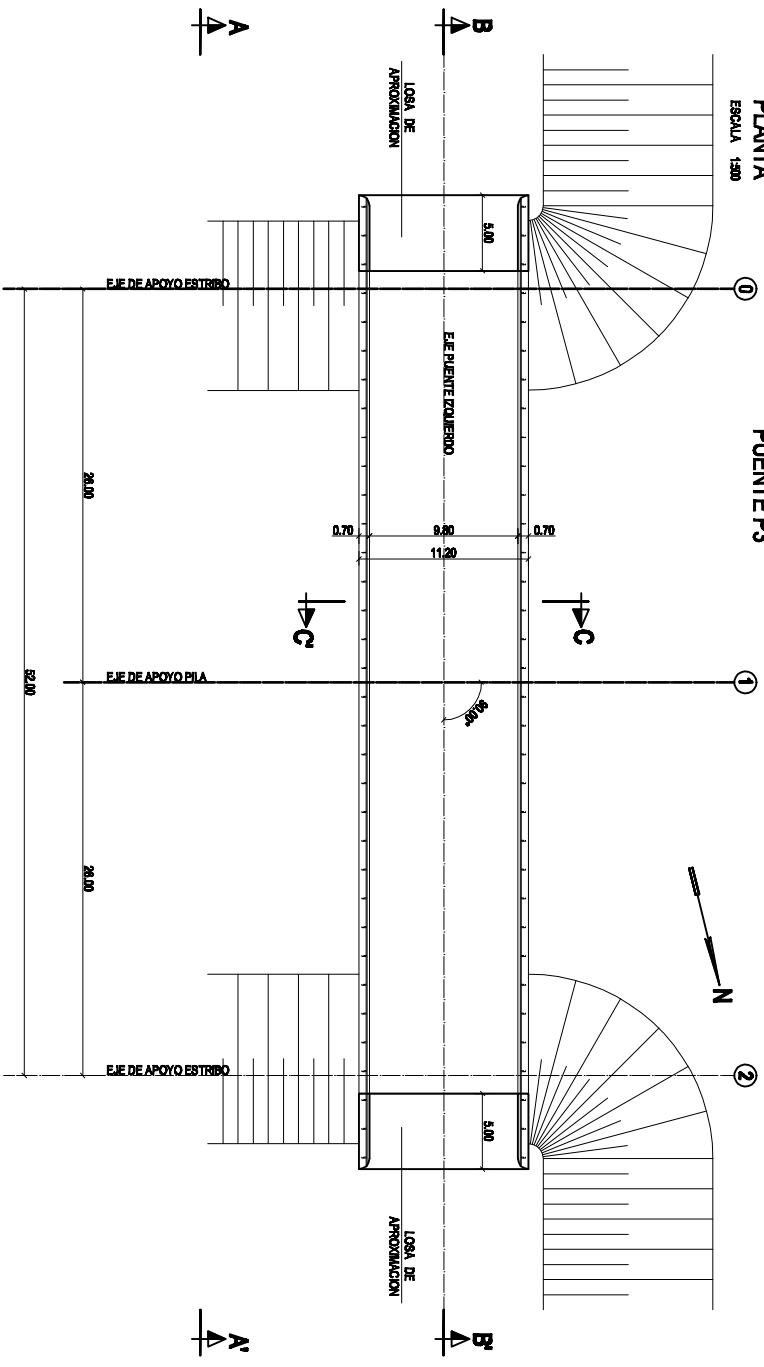


ANEXO 3

PUENTES P2-P3: PLANO GENERAL

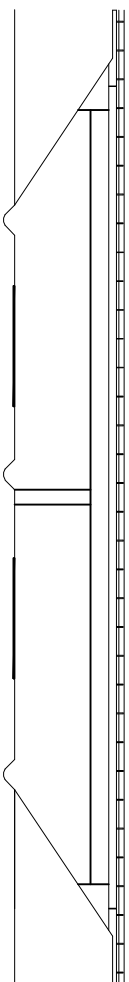
PLANTA
ESCALA 1:300

PUENTE P3



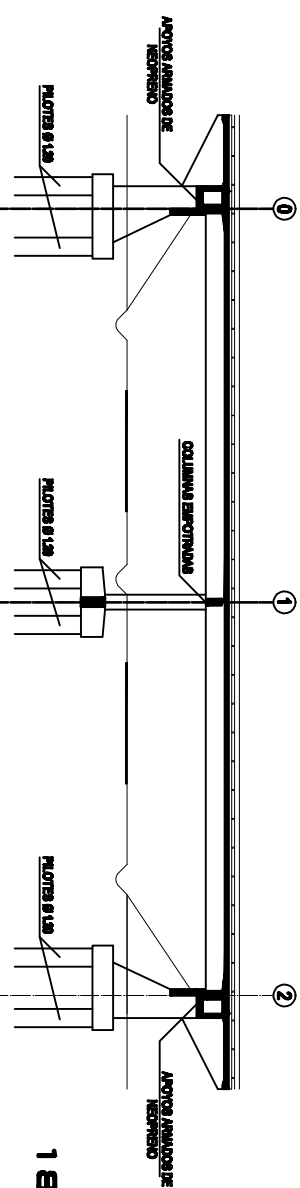
VISTA A-A'

ESCALA 1:300



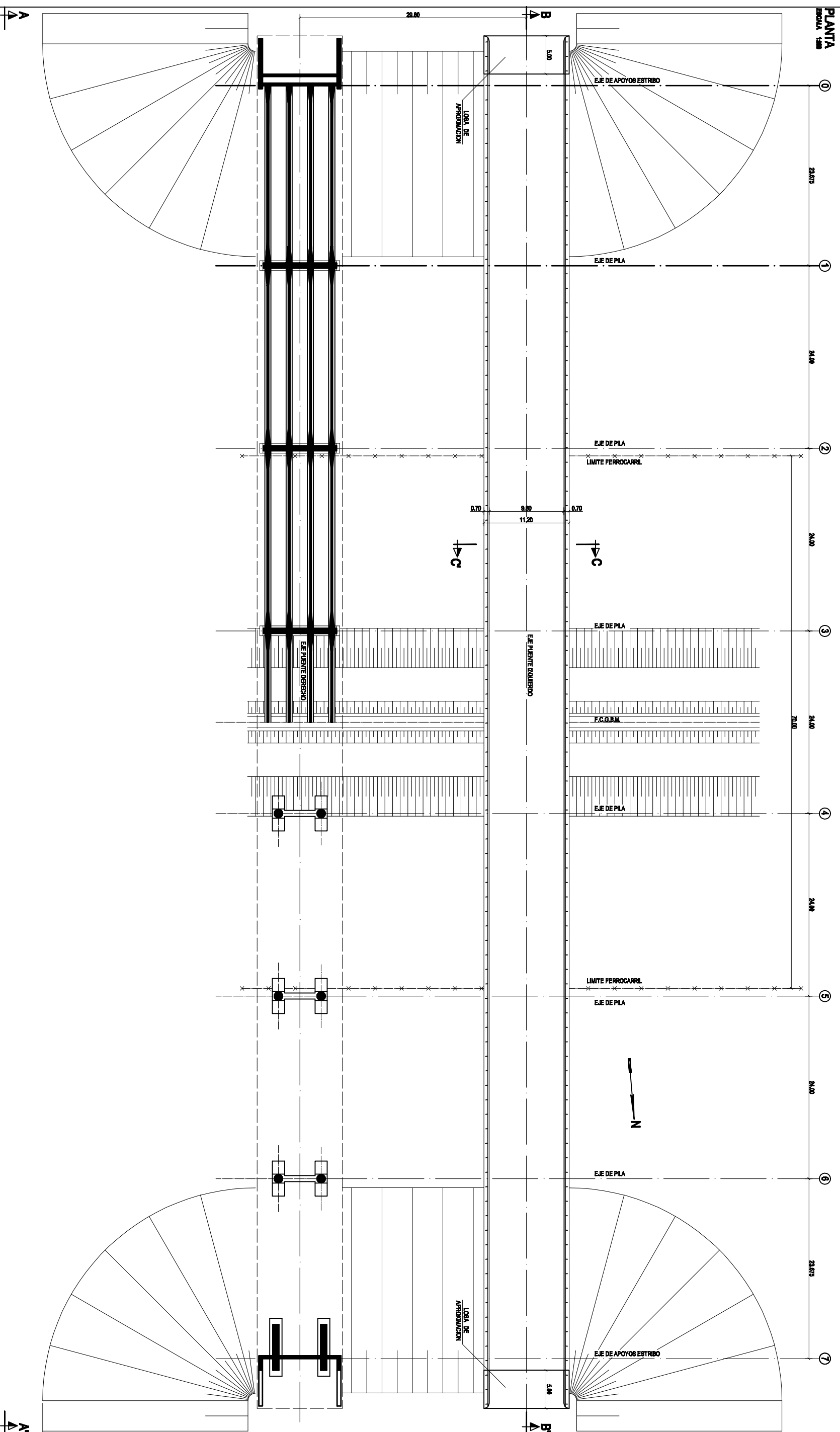
CORTE B-B'

ESCALA 1:300

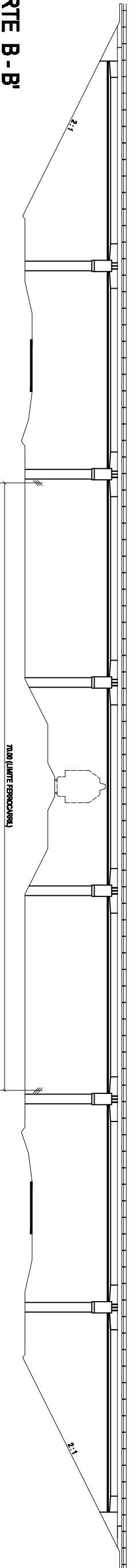


ANEXO 3

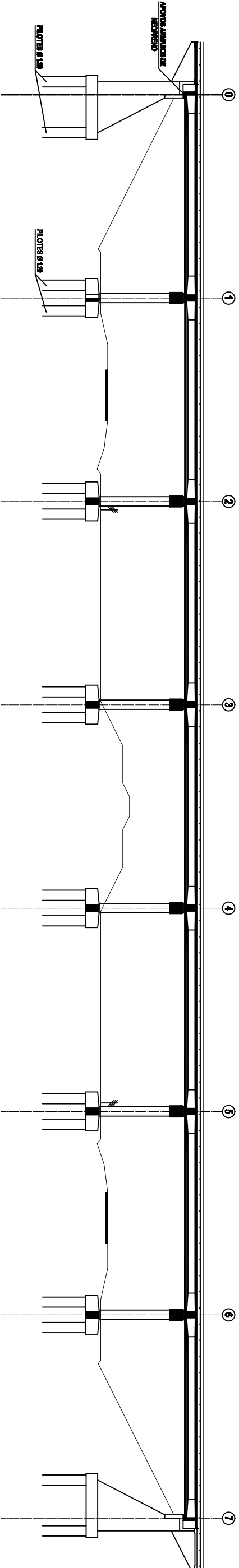
PUENTE P4: PLANO GENERAL



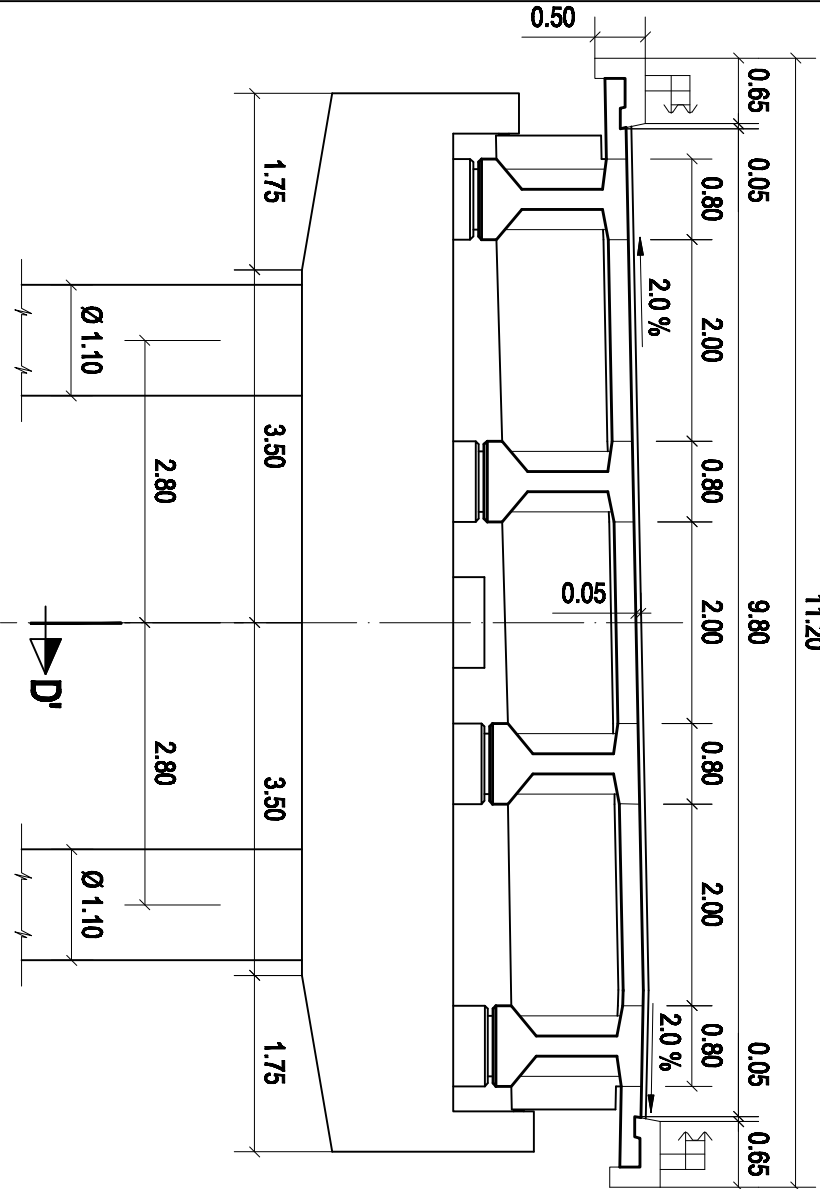
VISTA A - A'
ESCALA 1:500



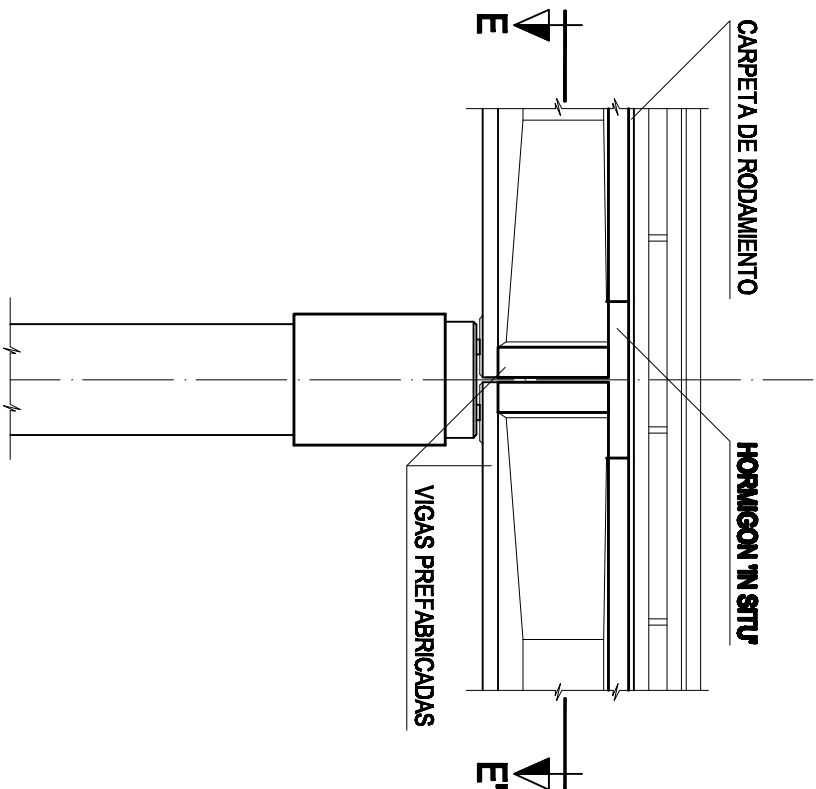
CORTE B - B'
ESCALA 1:500



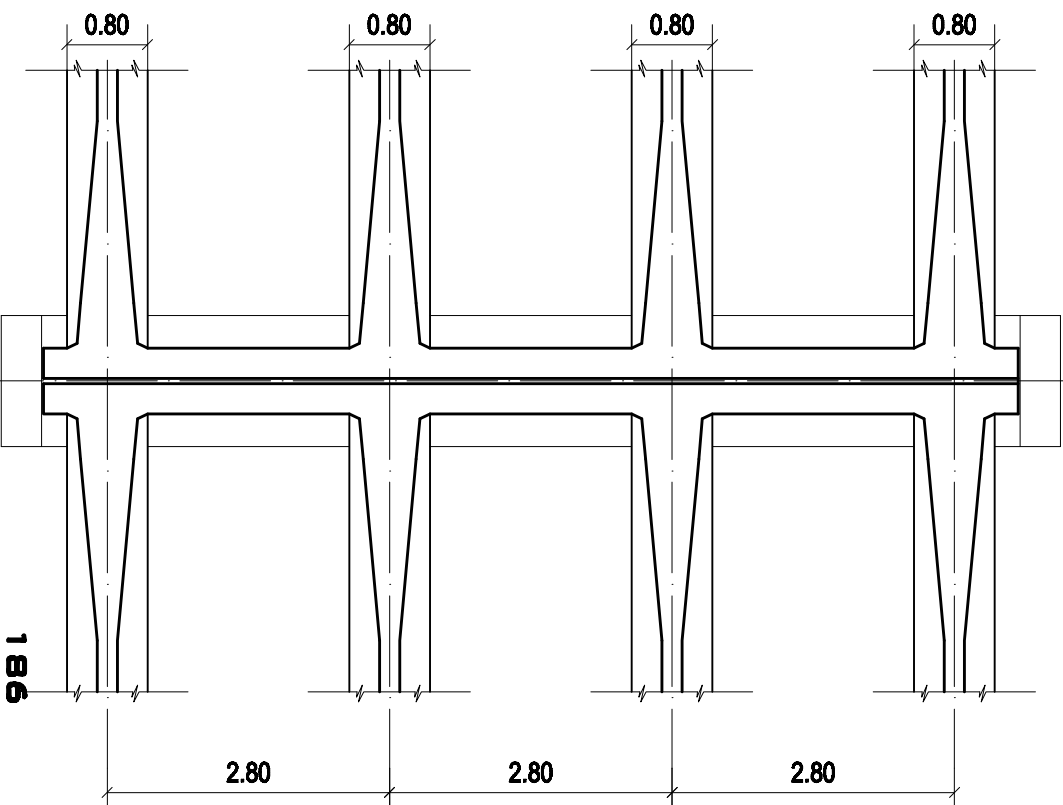
CORTE C - C'
ESCALA 1:75



CORTE D - D'
ESCALA 1:75

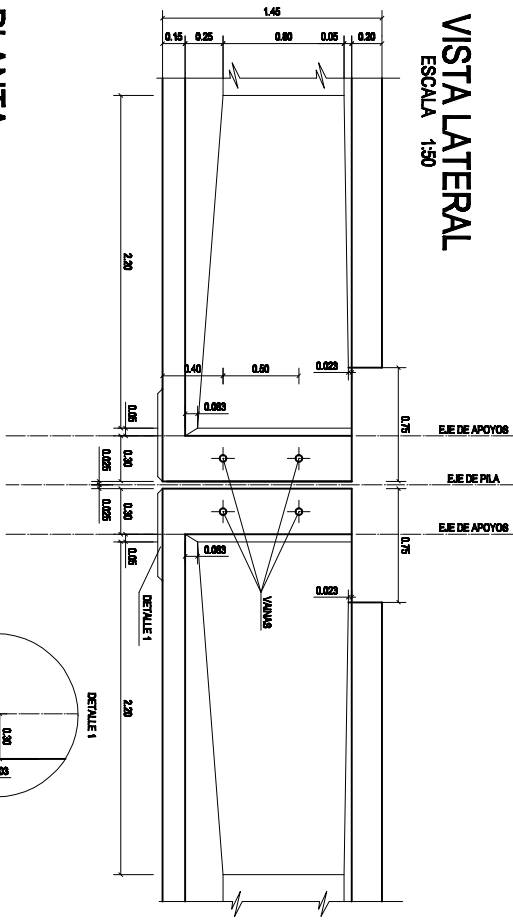


CORTE E - E'
ESCALA 1:75



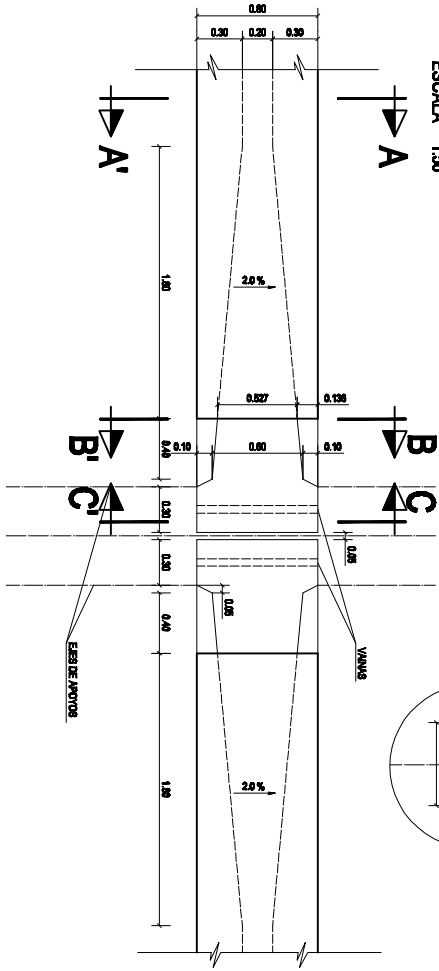
VISTA LATERAL

ESCALA 1:50



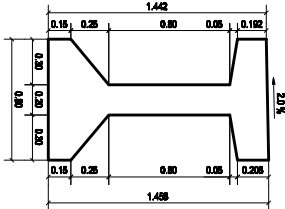
PLANTA

ESCALA 1:50



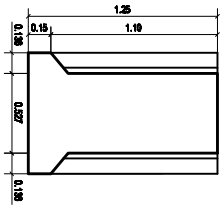
CORTE A - A'

ESCALA 1:50



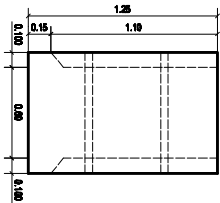
CORTE B - B'

ESCALA 1:50



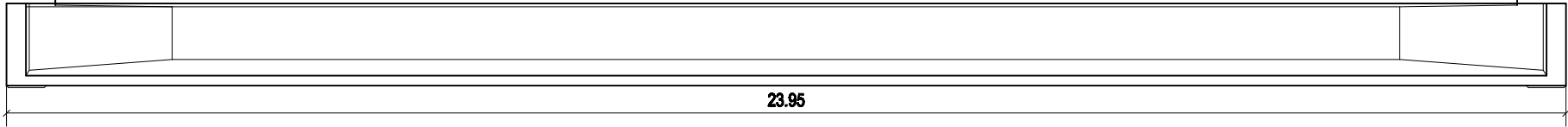
CORTE C - C'

ESCALA 1:50

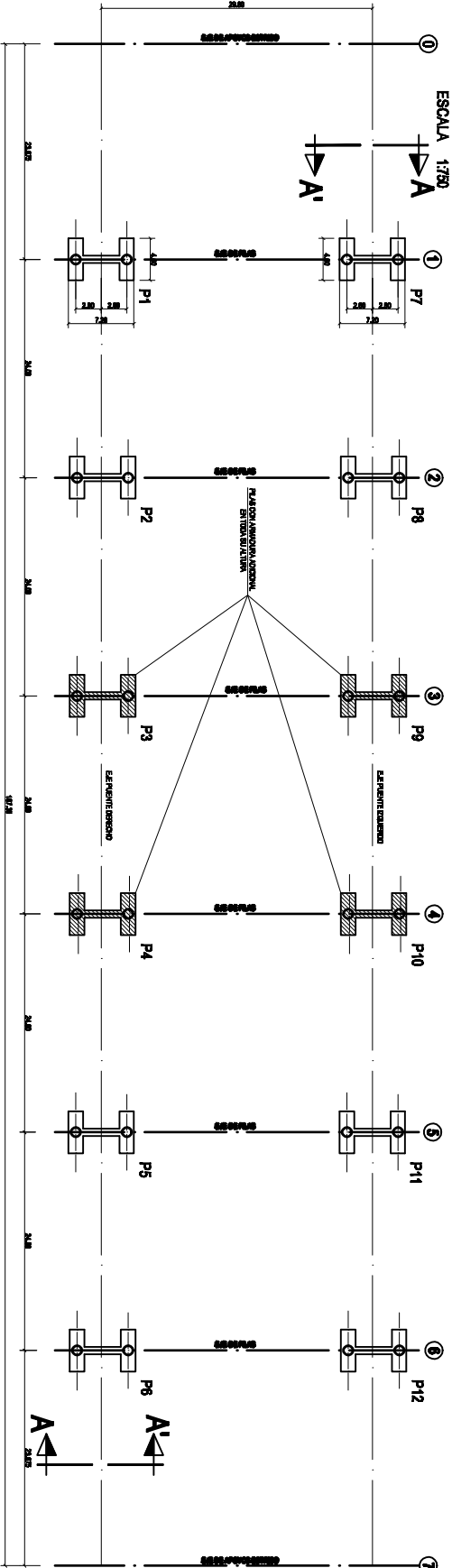


VISTA LONGITUDINAL

ESCALA 1:100



CROQUIS DE UBICACION



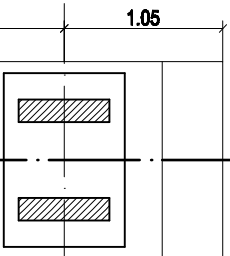
PLANILLA DE COTAS - PILAS							
	P1 = P7	P2 = P8	P3 = P9	P4 = P10	P5 = P11	P6 = P12	
CLIV. = C.S.C.	443.880	444.130	444.220	444.210	444.110	443.830	
C.S.B.	434.200	434.800	434.900	434.900	433.900	434.900	
H	9.68	9.33	9.32	9.31	10.21	8.93	
C.P.F.	432.600	433.000	433.200	433.200	431.900	433.200	
CLIV. = COTA INFERIOR DE VIGA							
C.S.C. = COTA SUPERIOR DE COLUMNA							
C.S.B. = COTA SUPERIOR DE BASE							
H = ALTURA DE COLUMNAS							
C.P.F. = COTA PLANO DE FUNDACION							

ANEXO 3

PUENTE P4: PILAS

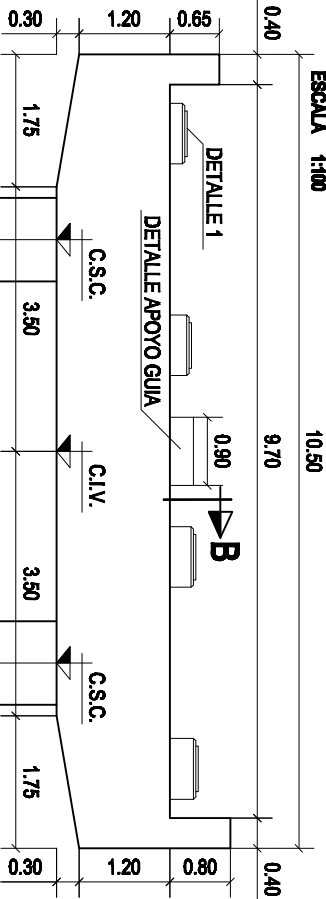
PLANTA APOYOS

ESCALA 1:50



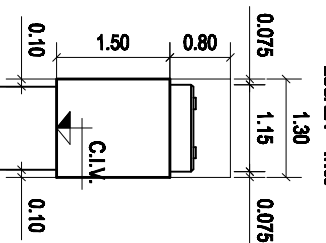
VISTA A - A'

ESCALA 1:100



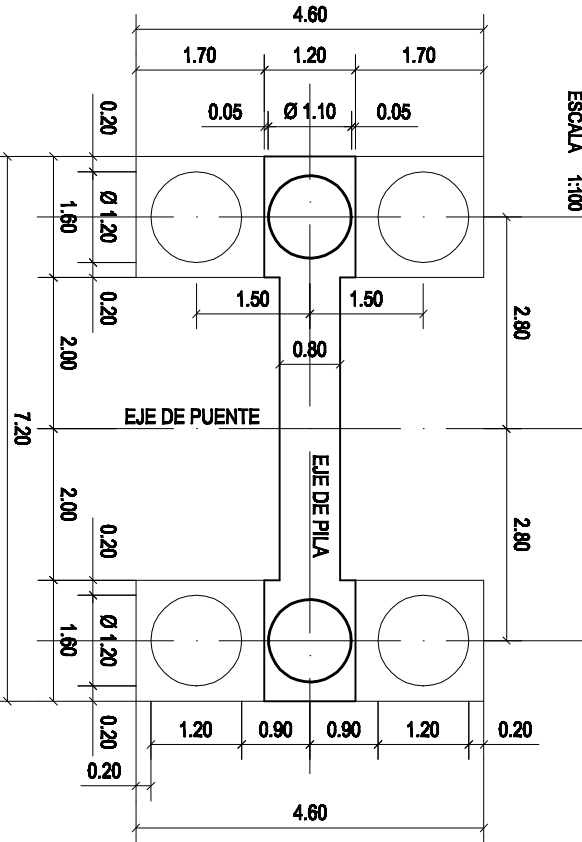
CORTE B - B'

ESCALA 1:100



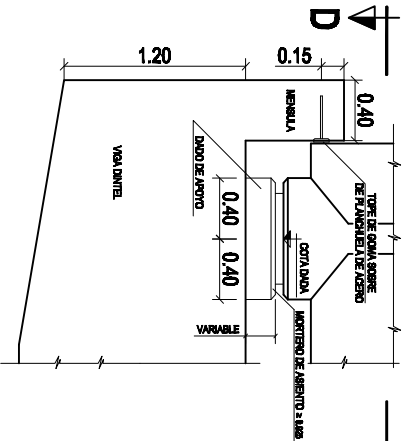
CORTE C - C'

ESCALA 1:100



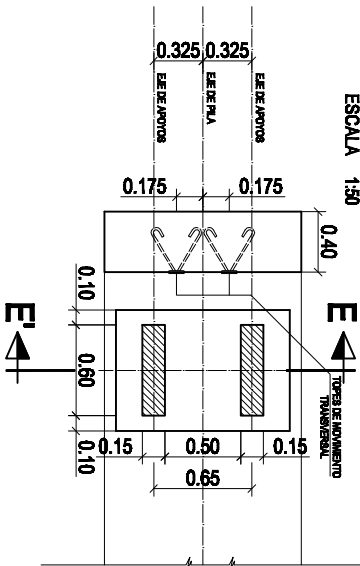
DETALLE 1

ESCALA 1:50



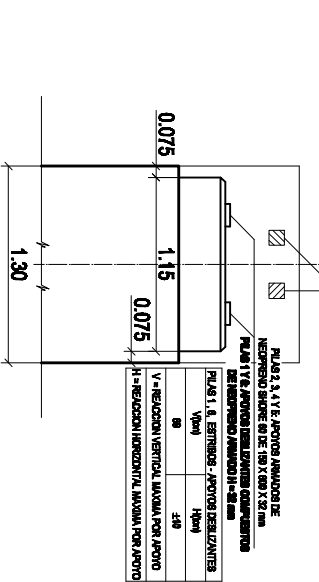
VISTA D - D'

ESCALA 1:50



CORTE E - E'

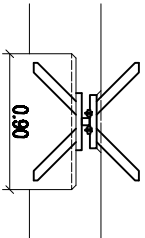
ESCALA 1:50



DETALLE APOYO GUIDA

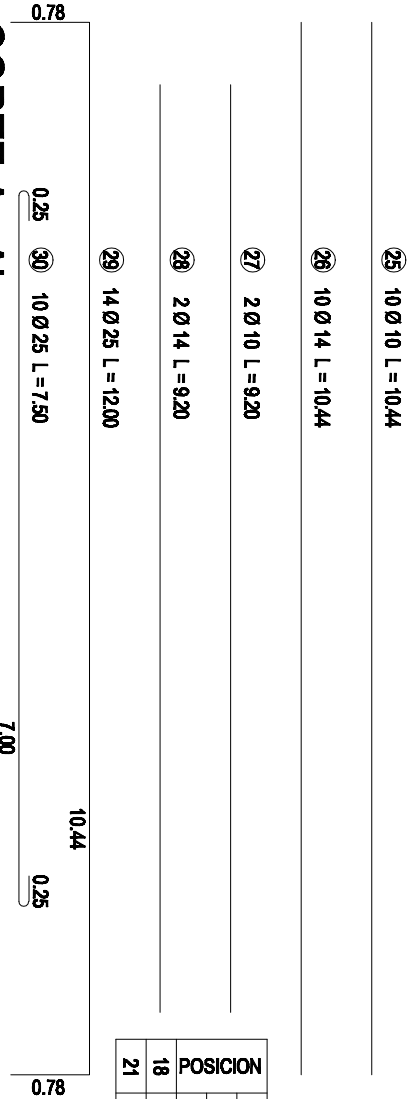
ESCALA 1:50

COMPUESTO DE PLACAS DE DESLIZAMIENTO DE ACERO INOXIDABLE Y TEFLON



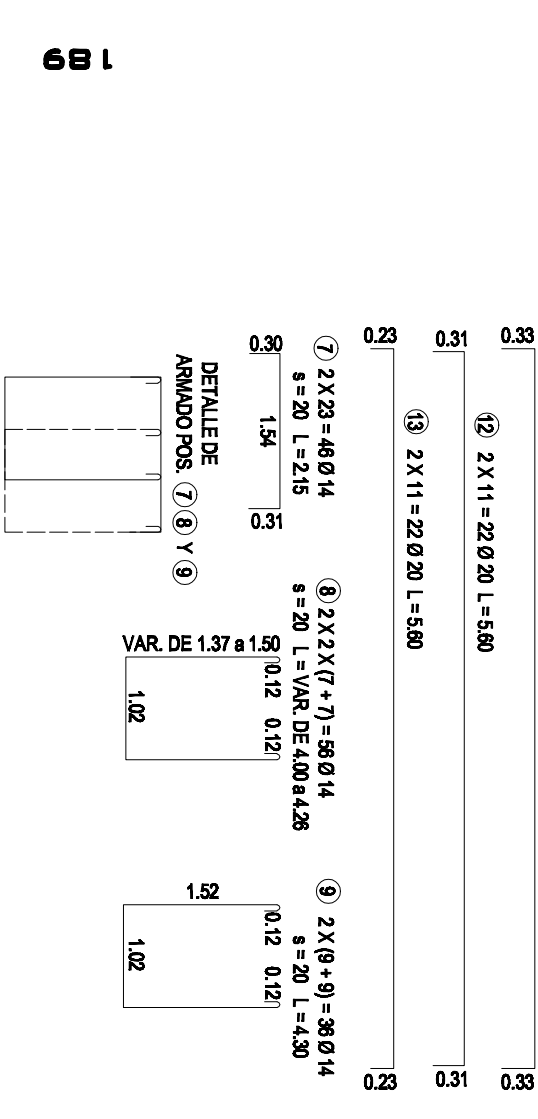
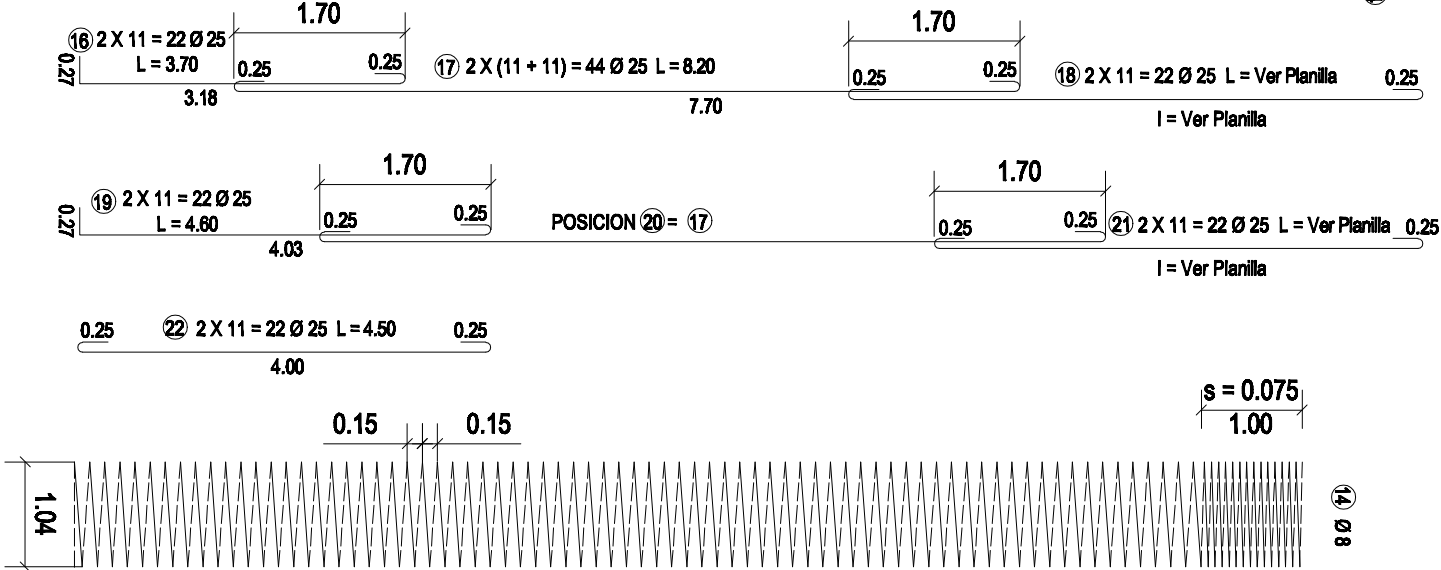
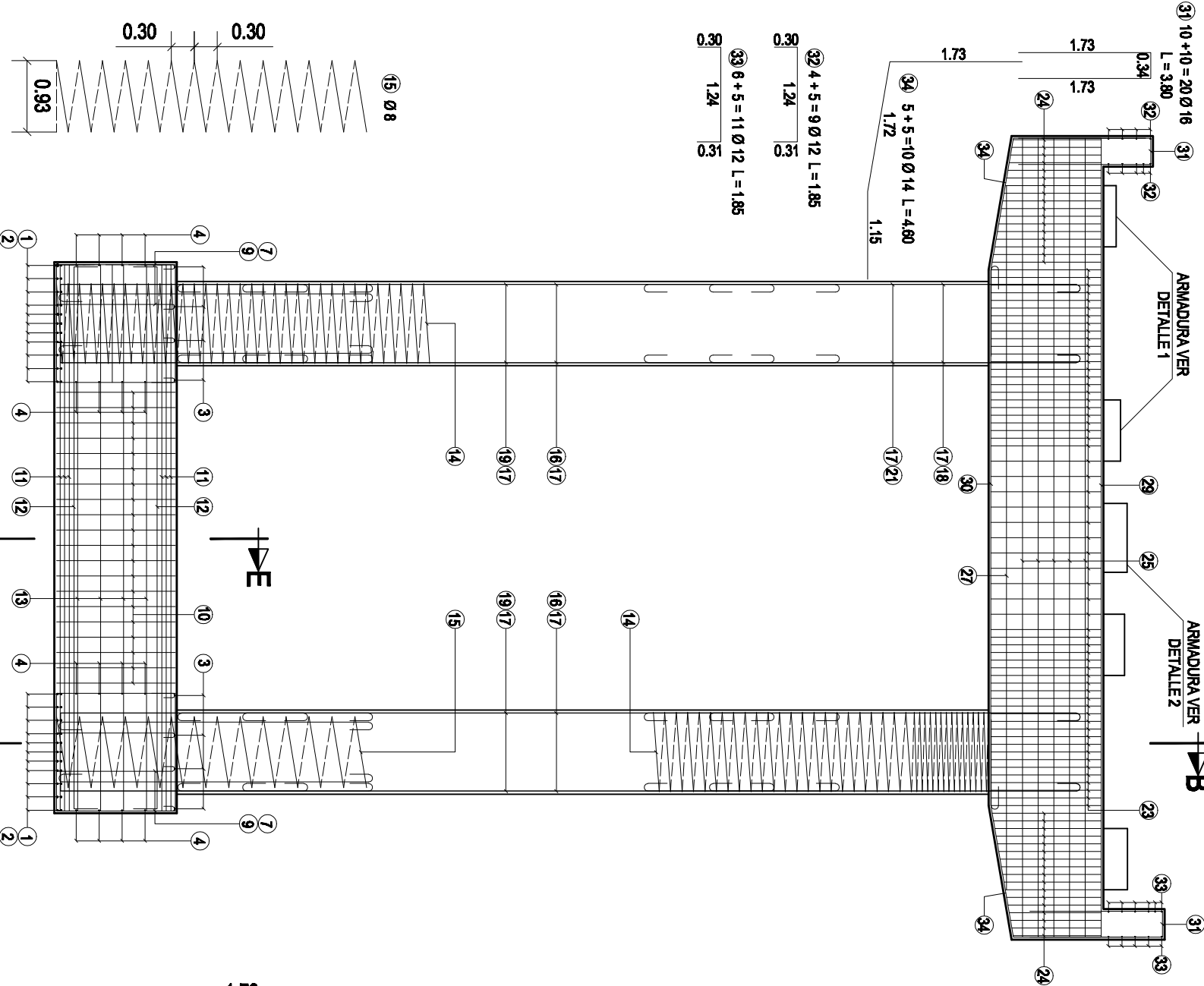
ANEXO 3
PUENTE P4: ARMADURA DE PILAS

POSICION	PLAS											
	P1 = P7	P2 = P8	P3 = P9	P4 = P10	P5 = P11	P6 = P12						
18	I	L	I	L	I	L	I	L	I	L	I	L
21	4.75	5.25	4.50	5.00	4.30	4.80	4.30	4.80	5.60	6.10	3.90	4.40
	3.90	4.40	3.85	4.15	3.45	3.95	3.45	3.95	4.75	5.25	3.05	3.55



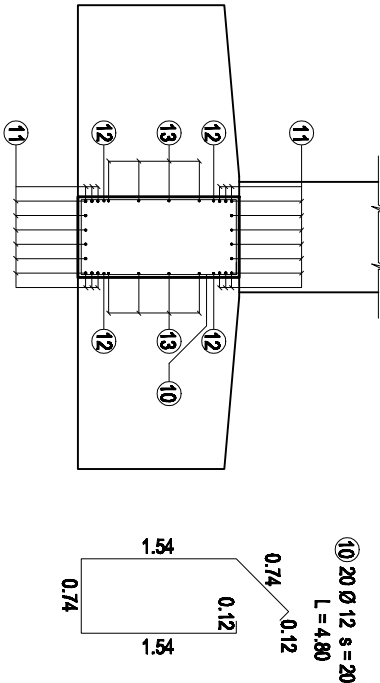
CORTE A-A'

ESCALA 1:75



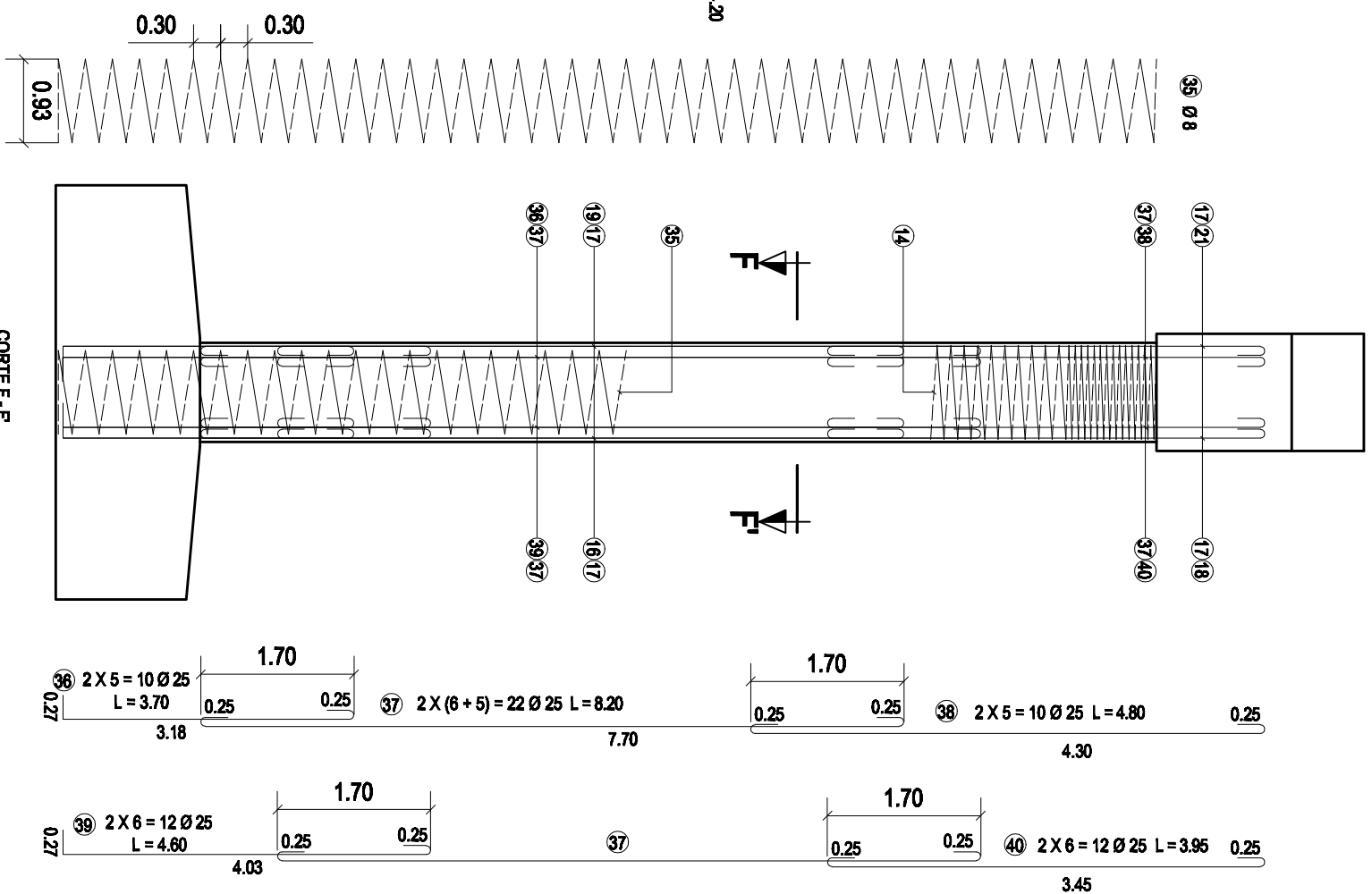
CORTE E-E

ESCALA 1:75

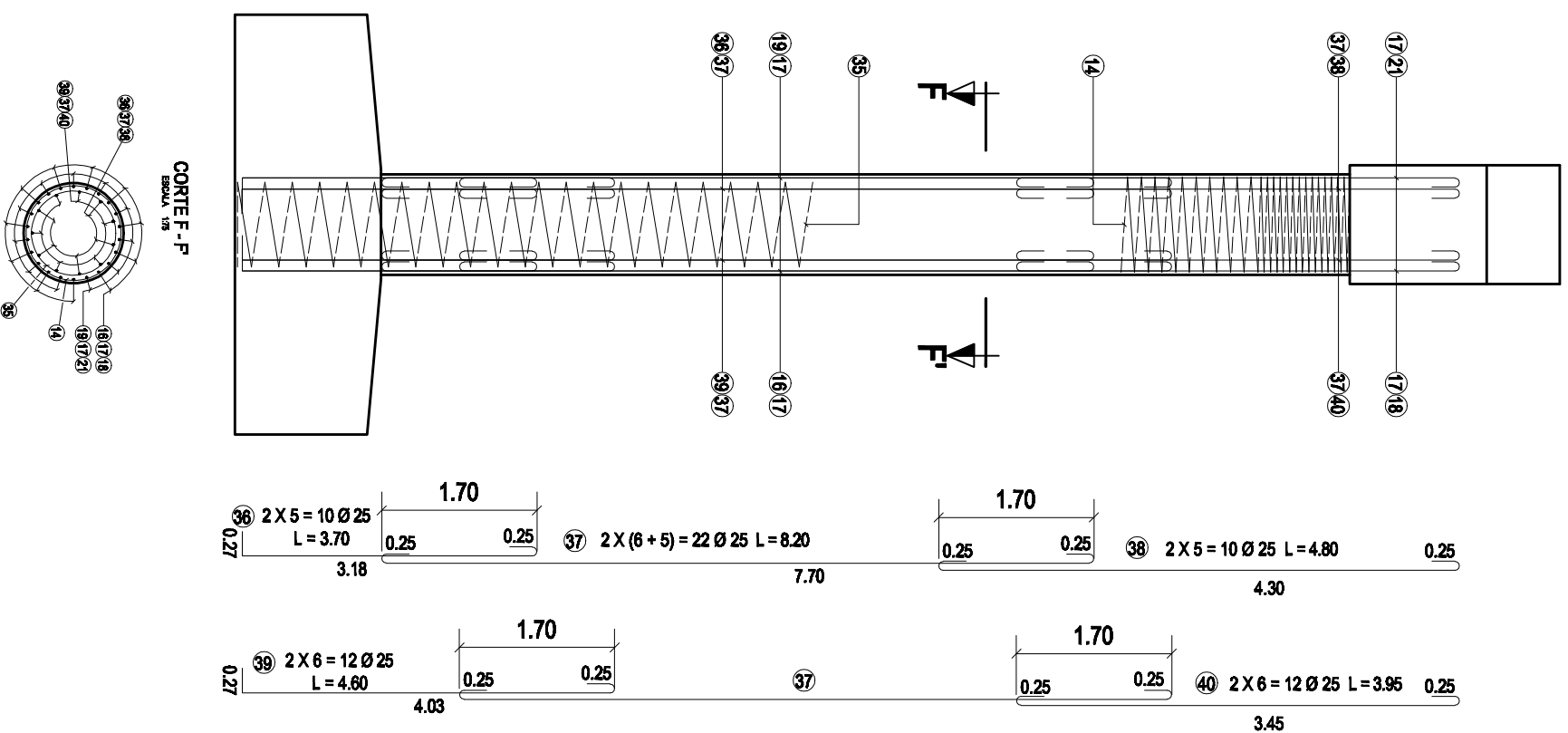


PUNTE P4: ARMADURA DE PILAS

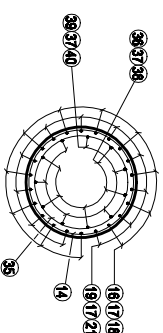
ESCALA 1:75



ESCALA 1:75

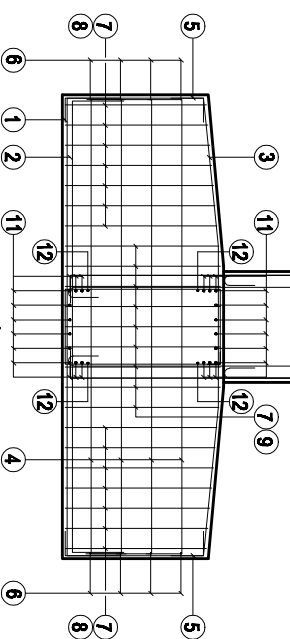


1.75

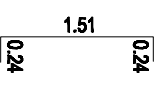
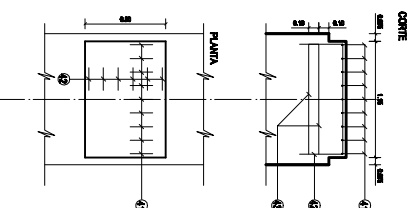


$\textcircled{5} 2 \times (4 + 4) =$
 $16 \text{ @ } 12$
 $L = 1.85$

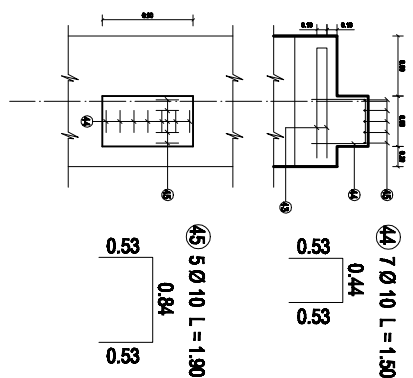
$\textcircled{3} 2 \times 4 = 8 \text{ @ } 14 L = 5.20$



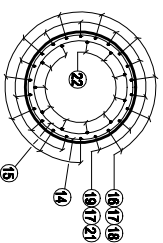
⑥ $2 \times (4 + 4) =$
16 Ø 12
L = 2.00

**DETAILED**

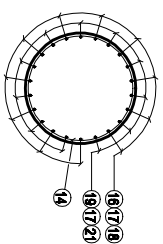
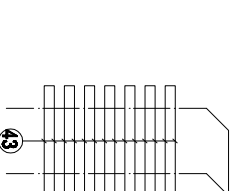
DETALLE 2



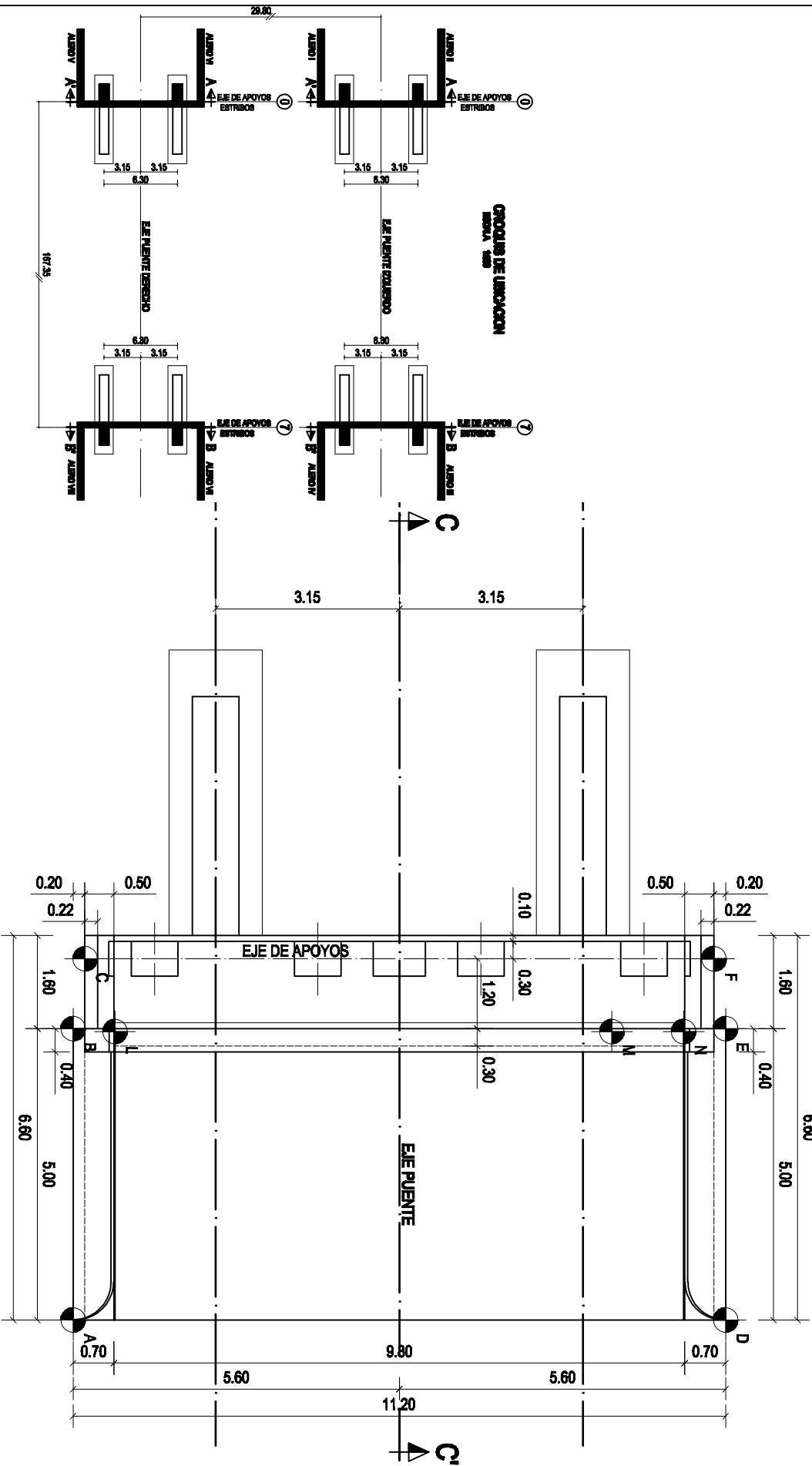
CORTE C
ESCALA 1:75



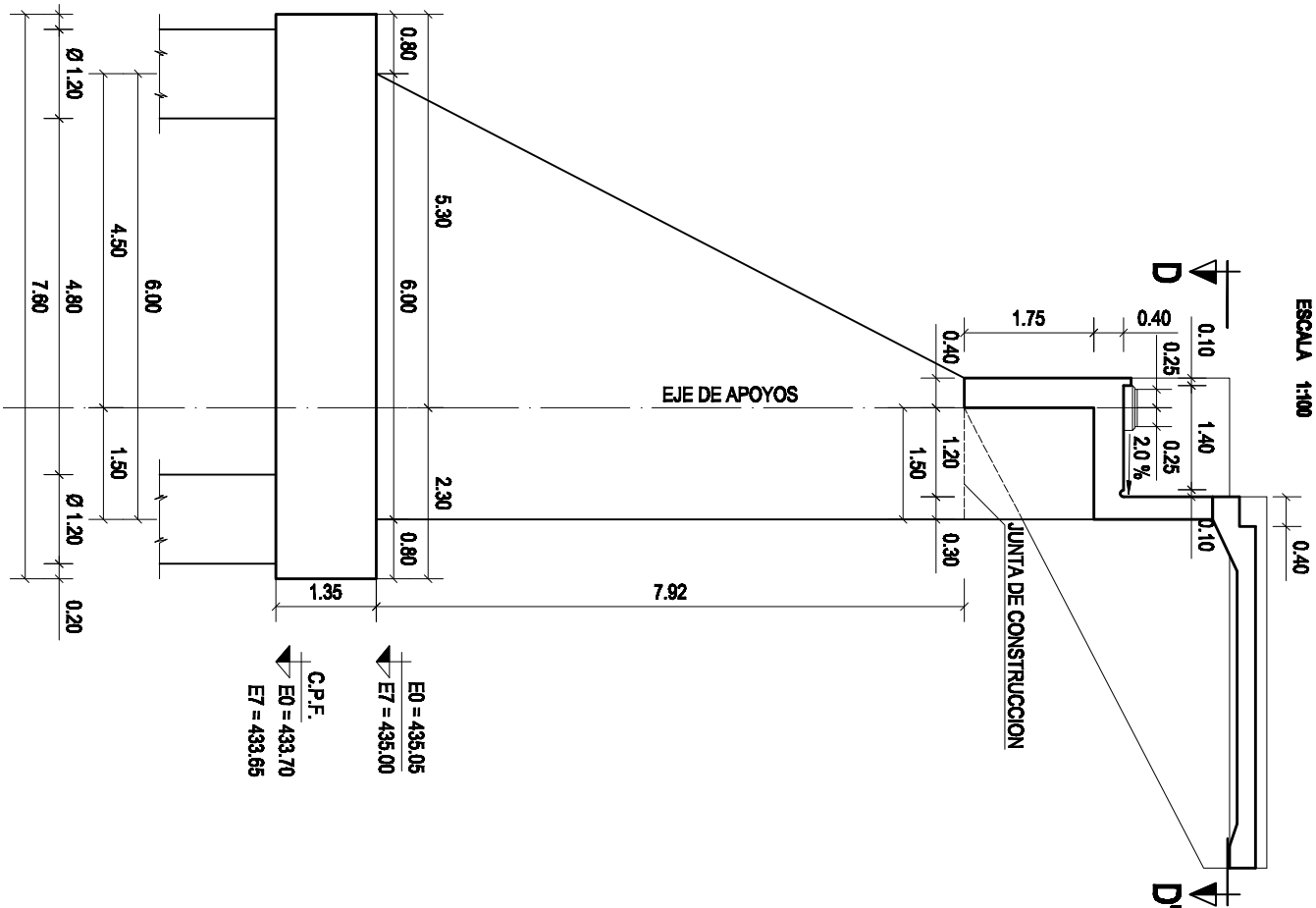
CORTE D
ESCALA 1:75

**DETALLE DE ARMADO POS. 43**

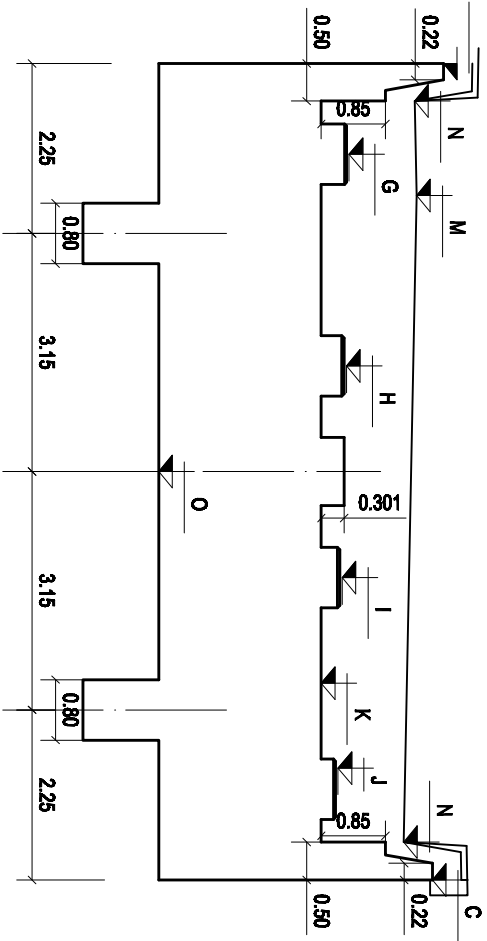
PLANTA ESTRIBO
ESCALA 1:100
6.80



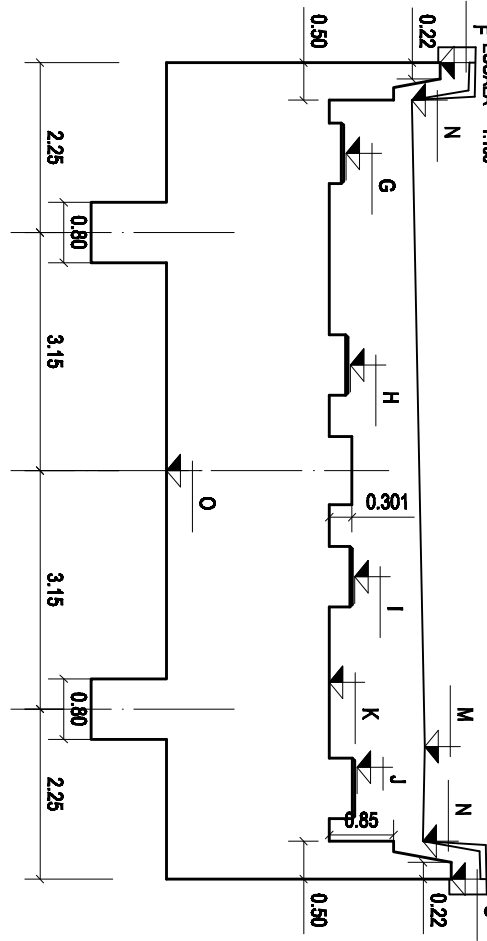
CORTE C-C'
ESCALA 1:100



CORTE A-A'
ESCALA 1:100



CORTE B-B'
ESCALA 1:100

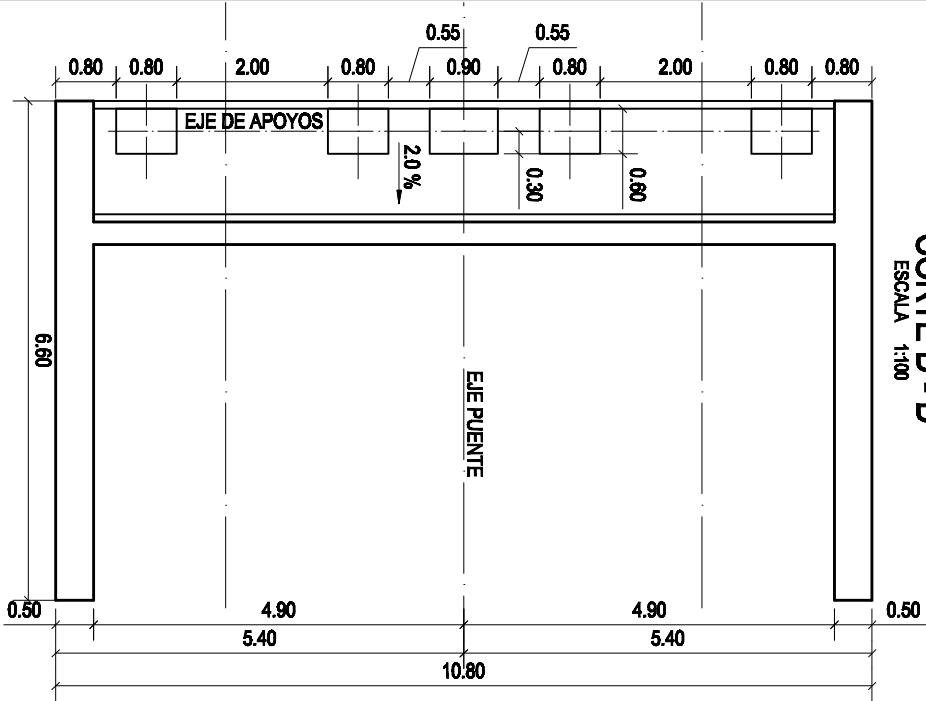


CORTE D - D'

ESCALA 1:100

ANEXO 3

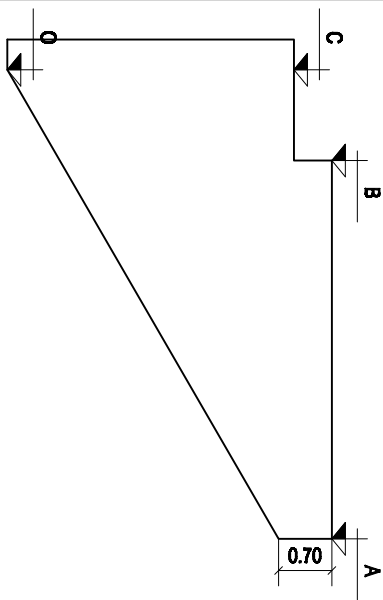
PUENTE P4: ESTRIBOS



PLANILLA DE COTAS				
	PUENTE IZQUIERDO		PUENTE DERECHO	
	E0	E7	E0	E7
A	446.883	447.000	447.129	446.894
B	447.065	447.164	447.201	447.008
C	446.888	446.888	446.794	446.542
D	447.129	446.894	446.983	447.080
E	447.201	447.008	447.055	447.164
F	446.794	446.542	446.888	446.888
G	446.468	446.286	446.342	446.442
H	446.464	446.382	446.388	446.408
I	446.388	446.408	446.464	446.382
J	446.342	446.442	446.468	446.288
K	446.129	446.070	446.129	446.070
L	446.210	446.388	446.388	446.168
M	446.381	446.384	446.381	446.384
N	446.388	446.168	446.210	446.388
O	442.970	442.820	442.970	442.820

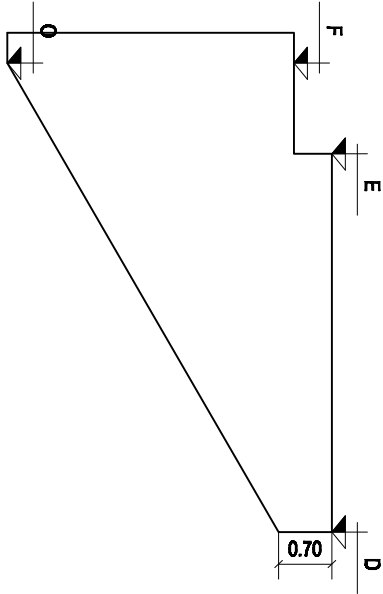
ALEROS II - IV - VI - VIII

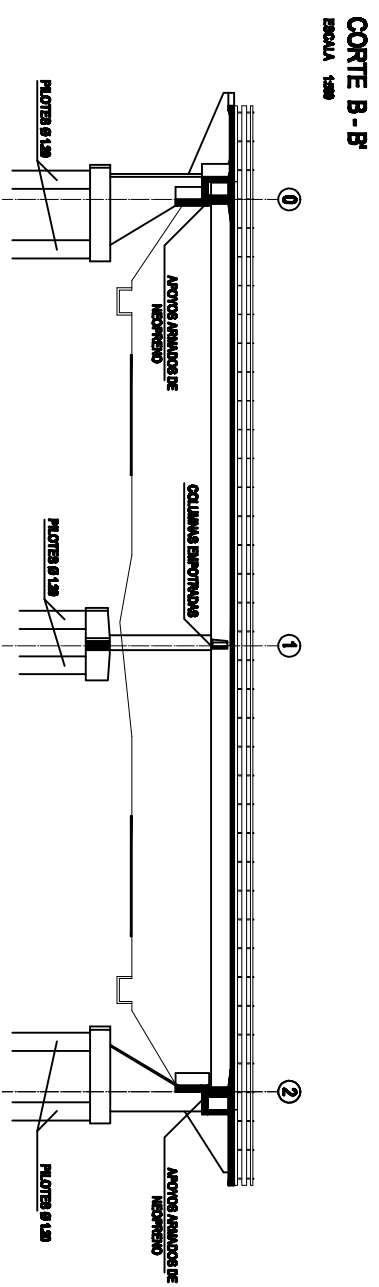
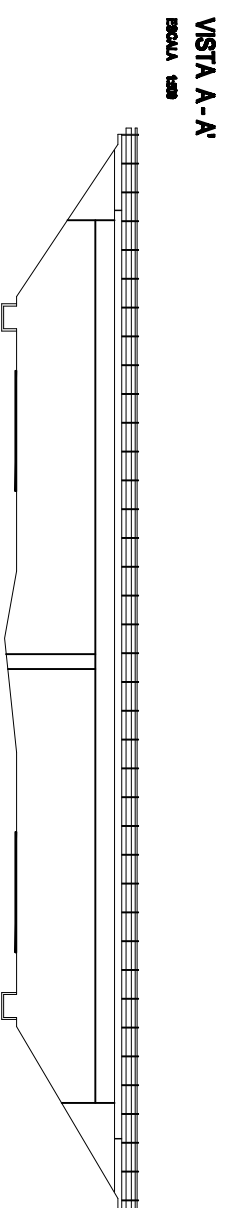
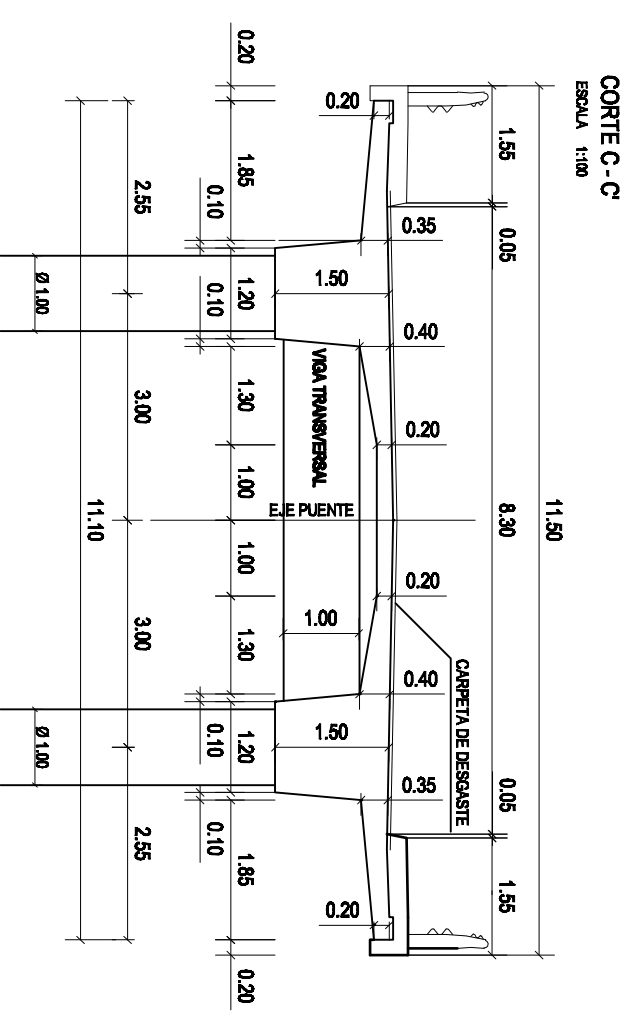
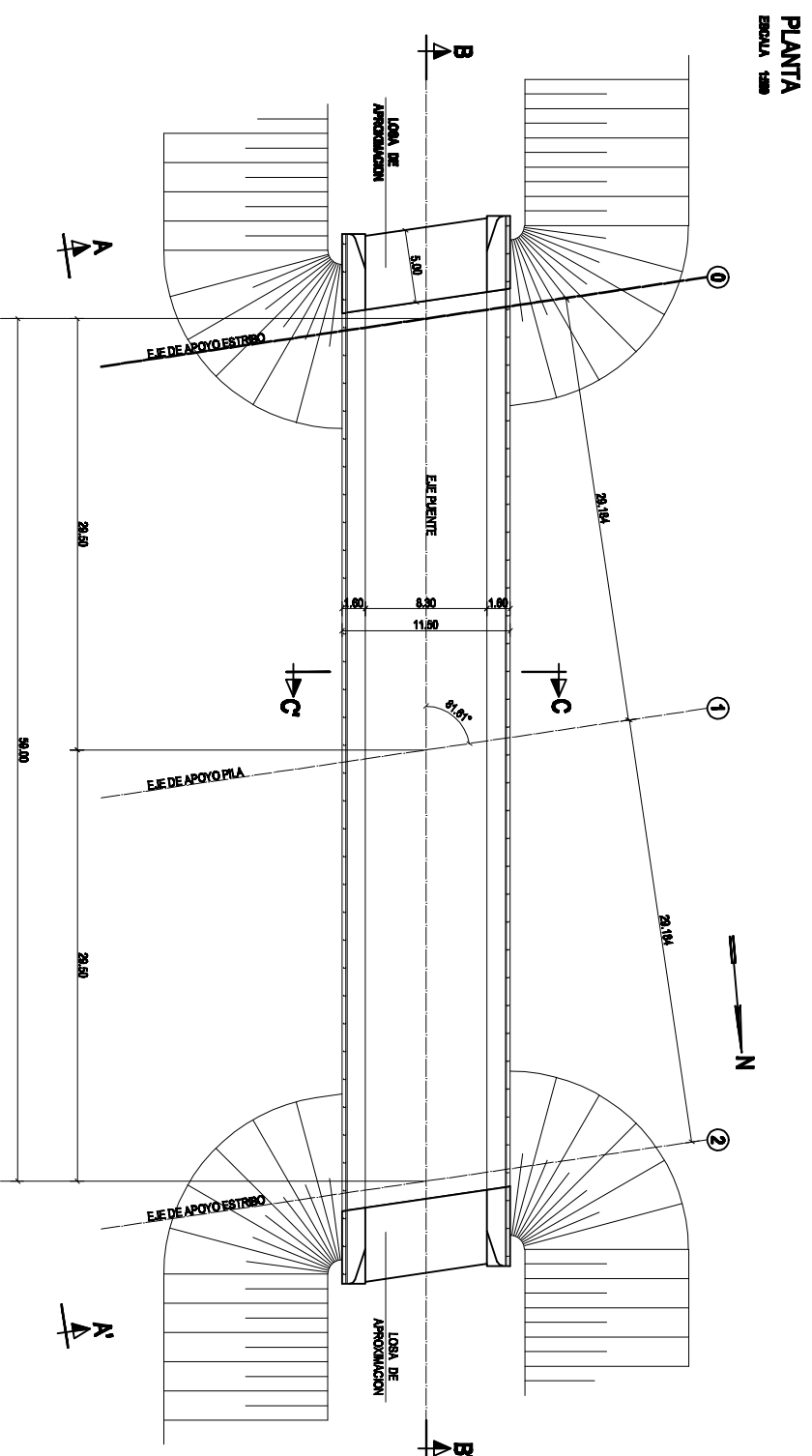
ESCALA 1:100



ALEROS I - III - V - VII

ESCALA 1:100





BIBLIOGRAFIA

Administración general de Vialidad Nacional. 1951. *Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado.* Buenos Aires : DNV, 1951.

American Association of State Highway and Transportation Officials. 1998. *LRFD Bridge Design Specifications.* Washington : AASHTO, 1998.

—. **2002.** *Standard Specifications for Highway Bridges.* 17. Washington : AASHTO, 2002.

Applied Technology Council. 1983. *Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges.* Palo Alto, California : s.n., 1983. ATC-6-2.

Basic Design Concepts. **Gates J., Buckle I. G. 1991.** [ed.] Michele G. Calvi y Nigel M. J. Priestley. Bormio : s.n., 1991, International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of R. C. Bridges, págs. pp.5-33.

Caicedo, C., Barbat A.H., Canas J.A. 1994. *Vulnerabilidad sísmica de edificios.* Barcelona : Barbat A. H., 1994. ISBN: 84-87867-43-X.

CIRSOC. 2005. *Reglamento Argentino de estructuras de hormigón. CIRSOC 201.* Buenos Aires : INTI, 2005.

Computers & Structures. 1999. *SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures.* California : s.n., 1999. Version 7.1.

Computers and Structures. 2008. *Material Stress - Strain Curves.* Berkeley, California : s.n., 2008.

Dirección Nacional de Vialidad. 1978. *Memorias técnicas y planos de estructuras de puentes sobre la Avenida Circunvalación de la ciudad de San Miguel de Tucumán.* San Miguel de Tucumán : s.n., 1978.

Evaluación sísmica de edificios existentes con el método del espectro de capacidad. **Galíndez, E. E., Rodríguez, C., Dip, O., Martel, E., Danesi, R. F. 2000.** Punta del Este : s.n., 2000, XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356.* Washington : s.n., 2000.

Federal Highway Administration. 2006. *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 - Bridges.* New York : FHWA, 2006. pág. 610. MCEER-06-SP10.

Gómez S.C., Barbat A.H. y Oller S. 2000. *Vulnerabilidad de puentes de autopista. Un estado del arte.* Barcelona : Barbat A. H., 2000. ISBN: 84--89925-64-X / ISSN: 1134-3249.

INPRES - CIRSOC. 2008. *Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes. INTI - CIRSOC 103.* Buenos Aires : INTI, 2008. Parte 1.

Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES). 1980. *Normas Antisísmicas Argentinas - NAA-80.* s.l. : INPRES, 1980.

Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Carreteras. 1995. *Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera.* Madrid : Centro de publicaciones Secretaría General Técnica, 1995. 84-498-1980-6.

Park, R. y Paulay, T. 1975. *Reinforced Concrete Structures.* New York : John Wiley & Sons, 1975. pág. 769.

Post-Earthquake Assessment of Bridge Collapse and Design Parameters. **Lou K. Y. and Cheng F. Y. 1996.** 1316, Missouri : WCEE, 1996. ISBN: 0 08 042822 3.

Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky M. J. 2007. *Displacement - Based Seismic Design of Structures.* Pavia : IUSS Press, 2007. pág. 721. ISBN: 978-88-6198-000-6.

Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M. 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges.* New York : John Wiley & Sons, Inc., 1996. Vol. 1.

Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis. **Dolce M., Zuccaro G., Kappos A. y Colburn A. W. 1994.** Vienna : EAEE, 1994, Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, págs. pp. 3049-3077.

Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology. **E., Hudson D. 1956.** Berkeley, CA : s.n., 1956.

Ricardo, Llopiz Carlos. 2007. Anclajes y empalmes. *Hormigón I.* Mendoza : s.n., 2007.

Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. **Priestley M. J. N., Verma R., y Xiao Y. 1994.** 8, s.l. : ASCE, 1994, Vol. 120, págs. 2310-2329.

Seismic vulnerability evaluation and damage scenarios. **M., Dolce. 1997.** [ed.] D. P. Abrams and G. M. Calvi. NCEER-97-0003, s.l. : National Center for Earthquake Engineering Research, 1997, Proceedings of the U. S. - Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit, págs. pp. 85-101.

Sistema Integral de Gerenciamiento y Mantenimiento de Puentes. 2011. *Inventarios y relevamientos de puentes sobre Avenida Circunvalación.* San Miguel de Tucumán : Dirección Nacional de Vialidad, 2011.

Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete. **Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. 1998.** 8, s.l. : ASCE, 1998, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, págs. 1804-1826.