

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL
LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la
Tierra**

***“DISEÑO SÍSMICO MODERNO DE PILAS
DE UN PUENTE DE HORMIGÓN
ARMADO Y VERIFICACIÓN MEDIANTE
ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL”***

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

Larry Andrés Campoverde Aguirre

Guayaquil - Ecuador

Junio, 2012

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme terminar mis estudios, a mi familia y mis amigos que me apoyaron en esta etapa de mi vida.

Al Ing. Pablo Lindao, Director de Tesis, por su ayuda y colaboración para la realización de este trabajo.

DEDICATORIA

A mis padres y a todas las personas
que siempre me desearon lo mejor.

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

En la ciudad de Guayaquil, a los quince días del mes de Junio del año dos mil doce, a las 11:00 horas, con sujeción a lo contemplado en el Reglamento de Graduación de Pregrado de la ESPOL se reúne el Tribunal de Sustentación conformado por el Ing. Eduardo Santos B., Subdecano de la Facultad, quien lo preside y por el Ing. Pablo Lindao T., Director del Trabajo Final de Graduación: "Diseño sísmico moderno de pilas de un puente de hormigón armado y verificación mediante análisis dinámico no lineal", presentado por el estudiante Sr. **LARRY ANDRÉS CAMPOVERDE AGUIRRE** para calificar la sustentación.

La calificación obtenida en función del contenido y la sustentación del trabajo final de graduación es:

10/10

Para constancia de lo actuado, suscriben la presente acta, los señores Miembros del Tribunal de sustentación.



**Ing. Eduardo Santos B.
PRESIDENTE**



**Ing. Pablo Lindao T.
DIRECTOR**

DECLARACIÓN EXPRESA

"La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral".

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)

Larry Andrés Campoverde Aguirre

RESUMEN

El proyecto de tesis consiste en prediseñar y luego analizar el comportamiento de las pilas de un paso elevado debido a un sismo. El paso elevado va a estar ubicado en la **ciudad de Guayaquil** en suelo duro.

Las pilas del puente van a ser prediseñadas usando el enfoque del diseño por capacidad y la norma AASHTO LRFD 2007.

Luego el puente va a ser analizado en sentido longitudinal y transversal usando el programa SAP2000, con el fin de tener una idea del comportamiento de la estructura en el rango elástico.

Finalmente se realizará un análisis dinámico no lineal para verificar el diseño usando el programa **RUAMOKO 2D**. Se emplearán 3 registros de aceleración que sean compatibles con la geología y la sismicidad del sitio.

Objetivo General

Aplicar las filosofías de diseño sismo-resistente para el diseño de pilas de un puente de hormigón armado y verificar este diseño mediante un análisis dinámico no lineal.

Objetivos Específicos

- Prediseñar las columnas de las pilas usando el enfoque del diseño por capacidad y la norma AASHTO LRFD 2007.
- Analizar el prediseño de las pilas tanto en sentido longitudinal como transversal mediante el software de análisis estructural SAP 2000 con el fin de tener una idea del comportamiento que va a tener la estructura en el rango elástico.
- Seleccionar registros de aceleraciones que sean compatibles con la sismicidad y la geología del sitio considerado para el proyecto de tesis.
- Aplicar el software de análisis no lineal de estructuras RUAMOKO 2D con el fin de comprobar que la estructura tenga un buen desempeño en el rango inelástico.

- Destacar la importancia de diseñar estructuras sismo-resistentes que sean dúctiles.
- Incentivar en los estudiantes de pregrado la investigación a través de la lectura y la búsqueda de nuevas herramientas o software que permitan realizar más estudios y proyectos que contribuyan al desarrollo del país.
- Promover el uso del software RUAMOKO 2D como una herramienta para el análisis inelástico de cualquier tipo de estructura.

ÍNDICE GENERAL

Resumen	I
Objetivo General	II
Objetivos Específicos	II
Introducción	XII
CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES	2
1.1 Concepto	2
1.2 Componentes de la estructura de un puente	2
1.2.1 Superestructura	3
1.2.2 Subestructura	3
1.3 Tipos de Puentes	3
1.3.1 Materiales	3
1.3.2 Uso	4
1.3.3 Longitud	4
1.3.4 Número de tramos.....	4
1.3.5 Forma estructural	5
1.3.6 Posición de la estructura principal.....	5
1.4 Tipos de Pila.....	6
1.4.1 Conectividad Estructural con la Superestructura	6
1.4.2 Forma Estructural.....	6
1.4.3 Configuración	6

CAPÍTULO II: FILOSOFÍA DEL DISEÑO SÍSMICO PARA PUENTES	11
2.1 Introducción	11
2.1.1 Desplazamientos Sísmicos	14
(a) Colapso debido a movimiento relativo de apoyos.....	15
(b) Amplificación de desplazamientos debido a suelos blandos	15
(c) Golpeteo de estructuras.....	16
2.1.2 Fallas en columnas	18
(a) Falla por flexión y ductilidad	18
(i) Resistencia inadecuada a la flexión	18
(ii) Resistencia a la flexión independiente de la columna.....	20
(iii) Falta de Ductilidad por flexión	22
(iv) Terminación prematura del refuerzo de las columnas.....	25
(b) Fallas por cortante	27
2.2 Filosofía de Diseño	33
2.2.1 Diseño por resistencia versus diseño elástico	33
2.2.2 Criterios de ductilidad y energía de disipación.....	34
2.2.3 Principios del Diseño por Capacidad.....	42
2.2.4 Definiciones de Resistencia.....	48
(a) Resistencia requerida	48
(b) Resistencia nominal.....	49
(c) Resistencia esperada	50
(d) Resistencia de diseño	50
(e) Resistencia extrema (sobrerresistencia)	51
(f) Resistencia ideal	51
2.2.5 Estados limites de diseño y respuesta	52
(a) Estados límites de los elementos	53

(i) Estado límite de fisuramiento.....	53
(ii) Primer estado límite de fluencia.....	53
(iii) Estado límite de desprendimiento (spalling).....	54
(vi) Estado límite último	55
(b) Estados límites de la estructura	56
(i) Estado límite de serviciabilidad	56
(ii) Estado límite de control de daño.....	57
(iii) Estado límite de supervivencia	58
2.3 Proceso de Diseño	60
2.3.1 Diseño Conceptual	61
2.3.2 Modelado y análisis	62
2.3.3 Diseño y detallamiento	64
2.3.4 Revisión del diseño	65
CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y MODELAJE ESTRUCTURAL PARA PUENTES	68
3.1 Evaluación sísmica de puentes y herramientas de diseño.	68
3.2 Objetivos del Análisis y Modelado Estructural.....	72
3.3 Fundamentos del Comportamiento Sísmico en Puentes: Dinámica Estructural.....	78
3.3.1 Comportamiento Dinámico en Puentes: Ecuación de Movimiento .	79
(a) Masa	84
(b) Rigidez	94
(c) Amortiguamiento	103
3.3.2 Respuesta Dinámica de un Puente: Características	110
(a) Sistemas de Un Grado de Libertad.....	111
(b) Sistemas de varios grados de Libertad.....	116

3.4 Modelaje de Estructuras de Puentes	118
3.4.1 Aspectos Generales de Modelaje	118
(a) Sistemas Estructurales	123
(i) Modelos globales de puentes	124
(ii) Modelos de pórtico	126
(iii) Modelos de pilas	127
(b) Elementos Estructurales	128
(i) Elementos lineales	131
(ii) Placas y cascarones	135
(iii) Sólidos	135
3.4.2 Modelado de los Componentes de un Puente	136
(a) Superestructura	136
(b) Pilas compuestas de varias columnas	140
3.4.3 Modelos simplificados para puentes	145
3.5 Métodos de análisis	148
3.5.1 Introducción a los tipos de herramientas de análisis	148
3.5.2 Herramientas de análisis estáticas o cuasiestáticas	149
(a) Estrategias de solución	151
(i) Carga monotónica	151
(ii) Carga cíclica	153
(b) Herramientas de Análisis	154
(i) Análisis Lineales Elásticos	155
(ii) Análisis de Mecanismos de Colapso	156
(iii) Análisis simplificados	158
3.5.3 Análisis con Espectros de Respuesta	159
3.5.4 Análisis con Tiempo-Historia	163

CAPÍTULO IV: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA DISEÑO SÍSMICO	177
4.1 Propiedades del Concreto	177
4.1.1 Concreto No Confinado	178
4.1.1.1 Esfuerzo de Compresión.....	178
4.1.1.2 Módulo de Elasticidad	180
4.1.1.3 Esfuerzo de Tensión.....	182
4.1.2 Concreto Confinado	184
4.1.2.1 Efecto del confinamiento del acero de refuerzo.....	185
a) Confinamiento por espirales o aros	186
b) Confinamiento por estribos rectangulares	188
4.1.2.2 Relaciones Esfuerzo – Deformación	191
4.1.2.2.1 Modelo de Mander	191
4.2 Comportamiento del Acero.....	196
4.2.1 Características Monotónicas.....	197
4.2.2 Respuesta Cíclica Inelástica	201
4.2.3 Relaciones Esfuerzo – Deformación	204
4.2.3.1 Modelo de Park	206
CAPÍTULO V: PROCESO DE DISEÑO POR CAPACIDAD	210
5.1 Requerimientos de resistencia a la flexión para articulaciones plásticas	210
5.1.1 Diseño convencional basado en fuerzas.....	211
5.1.1.1 Flexibilidad de la viga cabezal en pórticos de varias columnas.....	212
5.1.2 Relación entre el factor de reducción de fuerza y el factor de ductilidad	214

5.1.3 Diseño para la resistencia a flexión requerida de las articulaciones plásticas	221
5.1.3.1 Resistencia a la fluencia del refuerzo	223
5.1.3.2 Endurecimiento por deformación del refuerzo	224
5.1.3.3 Resistencia a compresión del concreto	224
5.1.3.4 Deformación máxima por compresión.....	225
5.1.3.5 Factores de reducción de la resistencia a la flexión.....	227
5.1.3.6 Consecuencias de no ser conservador en la determinación de la resistencia de diseño	230
5.1.3.7 Recomendaciones de Diseño	232
5.1.3.8 Análisis Momento-Curvatura	233
5.1.3.9 Límites para el refuerzo longitudinal.....	234
(a) Límite Inferior.....	234
(b) Límite Superior.....	236
5.1.3.10 Fuerza Axial de Diseño en Columnas.....	237
5.1.3.11 Redistribución de Momentos en los Procedimientos de Diseño	240
5.2 Ductilidad de flexión y Rotación Inelástica	243
5.2.1 Ductilidad requerida	243
5.2.2 Evaluación de la rotación inelástica y capacidad de ductilidad.....	244
5.2.2.1 Capacidad de Rotación Plástica	244
5.2.2.2 Capacidad de ductilidad de un elemento.....	247
5.2.3 Confinamiento para articulaciones plásticas.....	248
5.2.3.1 Requerimientos de confinamiento del concreto	248
5.2.3.2 Requerimientos para evitar pandeo del refuerzo longitudinal	251
5.2.3.3 Extensión del confinamiento en las regiones plásticas.....	258
5.2.3.4 Requerimientos de detallamiento para el confinamiento.....	260

5.2.4 Consideraciones de Serviciabilidad.....	263
5.3. Requerimientos de Resistencia por Capacidad.....	268
5.3.1 Diseño Formal Estándar Basado en Fuerzas	269
5.3.2 Acciones determinadas por análisis tiempo-historia inelásticos ...	275
5.3.3 Resistencia a la Flexión	276
(a) Columnas con articulaciones plásticas.....	278
(b) Otros elementos.....	283
(c) Resumen: Resistencia a la Flexión.....	285
5.3.4 Resistencia al cortante	286
(a) Recomendaciones de diseño.....	292
(i) Columnas.....	292
(ii) Vigas	295
(b) Límite a la resistencia al cortante	297
(c) Extensión de las regiones plásticas para cortante	298
CAPÍTULO VI: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILAS DEL PUENTE	300
6.1 Características generales del puente a analizar.....	300
6.1.1 Superestructura	300
6.1.2 Subestructura.....	302
6.1.3 Materiales	303
6.2 Diseño estructural de pilas del puente	304
6.2.1 Diseño del ala de la viga cabezal.....	304
6.2.2 Diseño de viga cabezal	320
6.2.3 Prediseño de columnas de pila	348
6.3 Analisis estructural del puente en SAP2000	375
6.4 Verificación del diseño preliminar de pilas	384

6.4.1 Verificación en el sentido longitudinal	384
6.4.2 Verificación en el sentido transversal.....	393
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....	402
7.1 Introducción	402
7.2 Herramientas de análisis no-lineal.....	402
7.3 Selección de los registros de aceleración.....	404
7.4 Modelo analítico no-lineal de la pila.....	405
7.5 Uso del programa de análisis no-lineal RUAMOKO	406
7.6 Resultados del análisis dinámico no-lineal.....	421
a) Sismo de Perú 2007.....	421
b) Sismo de México 1985	433
c) Sismo de Valparaiso 1985	445
CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	458
8.1 Conclusiones	458
8.2 Recomendaciones	461
Bibliografía	462
Anexos	463

Introducción

Si bien es cierto que los puentes son estructuras simples, éstos causan especial atención en los diseñadores porque son obras que han sufrido gran cantidad de daño e incluso han colapsado durante eventos sísmicos como producto del bajo nivel de redundancia que poseen en comparación con aquella inherente a los sistemas estructurales de los edificios. Aunque parezca una ventaja, su simplicidad en lugar de conducir a una mayor confianza en la predicción de la respuesta sísmica, resulta en una mayor sensibilidad a errores de diseño.

El enfoque del ***diseño por capacidad*** es una de las filosofías sismo-resistentes más empleadas en los últimos años, la cual se basa en la selección y detallamiento de las ubicaciones potenciales de deformación inelástica por flexión (rótulas plásticas).

Una de los métodos más efectivos para representar el nivel de daño de una estructura frente a un sismo es mediante un ***análisis dinámico no lineal*** usando registros tiempo historia.

CAPÍTULO I:

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES

CAPÍTULO I.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES

1.1 Concepto

Un puente es una estructura que sirve para cruzar un obstáculo natural (río o quebrada) o artificial (intersección de calles).

Un puente es un elemento fundamental en un sistema de transportación debido a 3 razones:

- Controla la capacidad del sistema.
- Tiene el costo más alto por km del sistema.
- Si el puente falla, el sistema falla.

1.2 Componentes de la estructura de un puente

La estructura de un puente se divide en 2 partes principales:

- Subestructura (Infraestructura).
- Superestructura.

1.2.1 Superestructura

Está compuesta por elementos tales como vigas, losa, carpeta asfáltica, aceras, barreras y barandas. Sobre la superestructura se realiza la circulación de vehículos y peatones. Generalmente se la denomina “Tablero de Puente”.

1.2.2 Subestructura

Recibe a la superestructura, está compuesta por apoyos, pilas y estribos, con su respectiva cimentación.

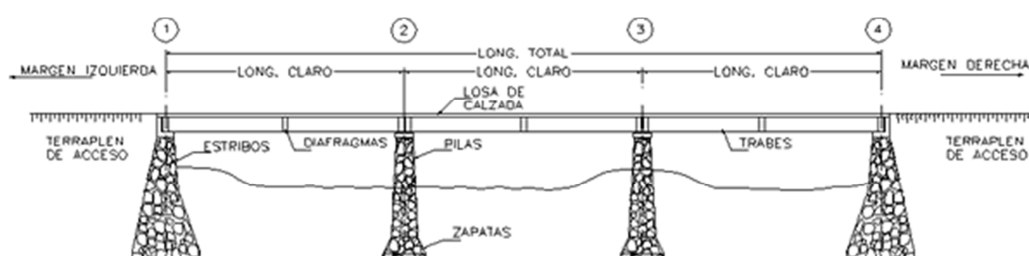


Figura 1.1: Componentes de la estructura de un puente

1.3 TIPOS DE PUENTES

Hay varias formas de clasificar los puentes.

1.3.1 Materiales

- Madera bambú.

- Mampostería (piedras, bloques y ladrillos).
- Concreto reforzado (CR).
- Concreto pretensado y postensado (CP).
- Acero estructural.
- Mixto (concreto mas acero).

1.3.2 Uso

- Peatonales.
- Carreteras.
- Ferrocarriles.

1.3.3 Longitud

- Cortos → 20 – 80 pies (6 a 24 metros).
- Medianos → 80 – 200 pies (24 a 60 metros).
- Largos → > 200 pies (> 60 metros).

1.3.4 Número de tramos

- Tramo simple (una luz).
- Tramo múltiple (> de una luz).
 - Simplemente apoyados.
 - Continuo.
 - Continúo con tramos suspendidos.

1.3.5 Forma estructural

- Losa.
- Vigas y losa.
- Armadura.
- Arco.
- Suspensión (colgante).
- Atirantado.

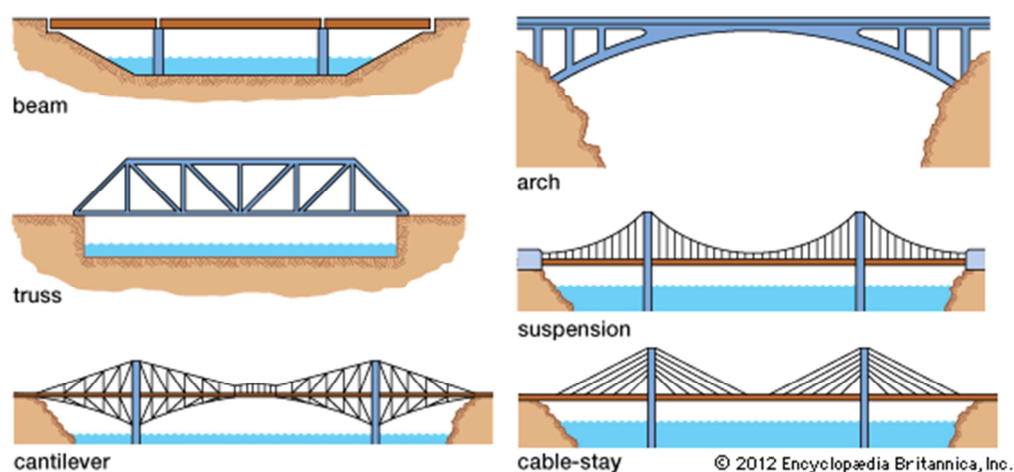


Figura 1.2: Tipos de puente de acuerdo a la forma estructural

1.3.6 Posición de la estructura principal

- Bajo el tablero._ Típico en puentes en arco.
- Sobre el tablero._ Típico en puentes suspendidos, atirantados y armaduras “sobre elevadas”.
- En línea con el tablero._ Típico de puentes con losa o de vigas con losa.

1.4 TIPOS DE PILA

Las pilas pueden clasificarse de varias formas.

1.4.1 Conectividad Estructural con la Superestructura

- Monolítica
- No Monolítica

1.4.2 Forma Estructural

- Sólida o Hueca
- Redonda, Rectangular, Hexagonal u Octogonal.

1.4.3 Configuración

- Pórtico Simple
- Pórtico de Múltiples Tramos
- Columna en voladizo
- Columnas enlazadas
- Muro

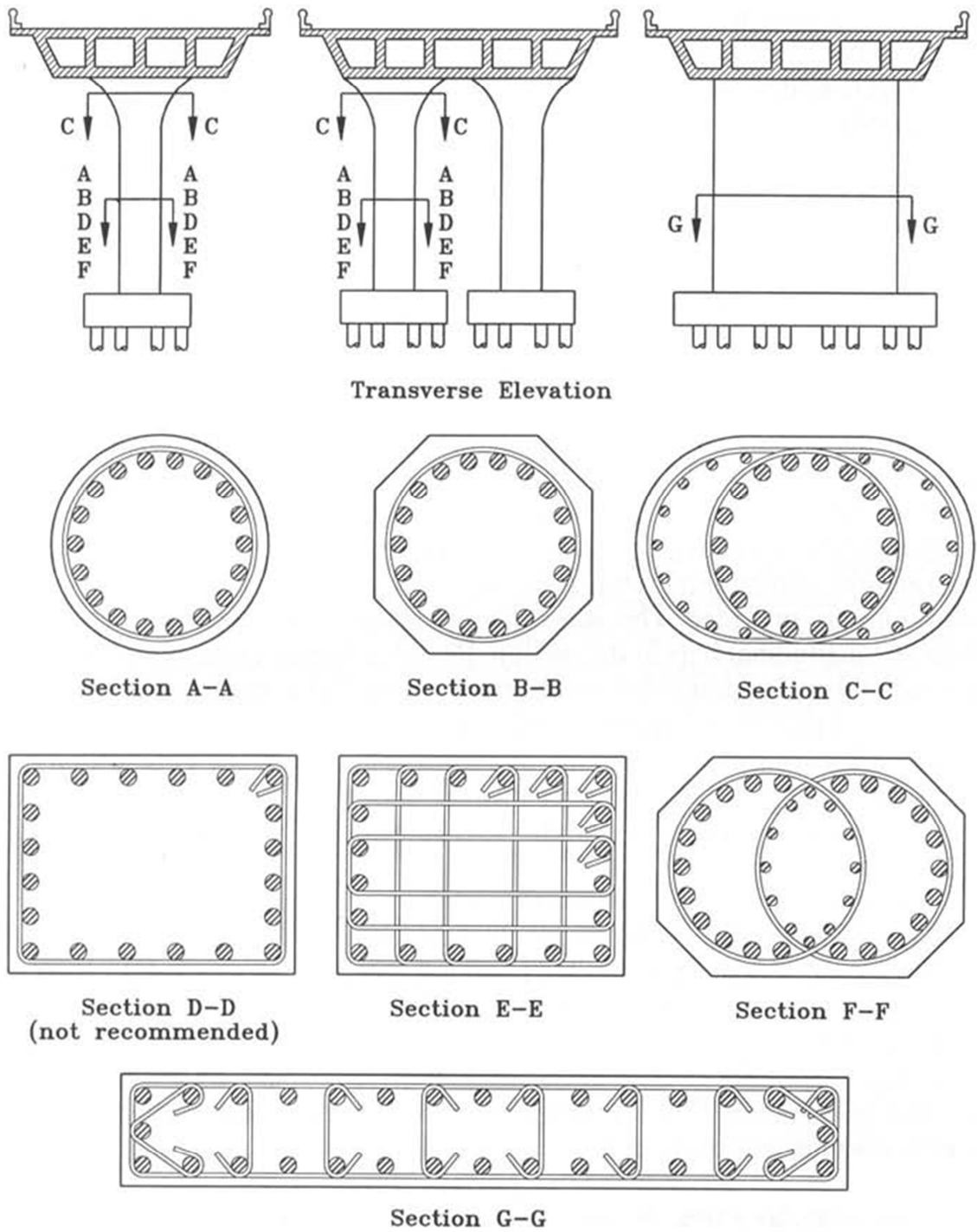


Figura 1.3: Secciones transversales típicas de columnas solidas (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

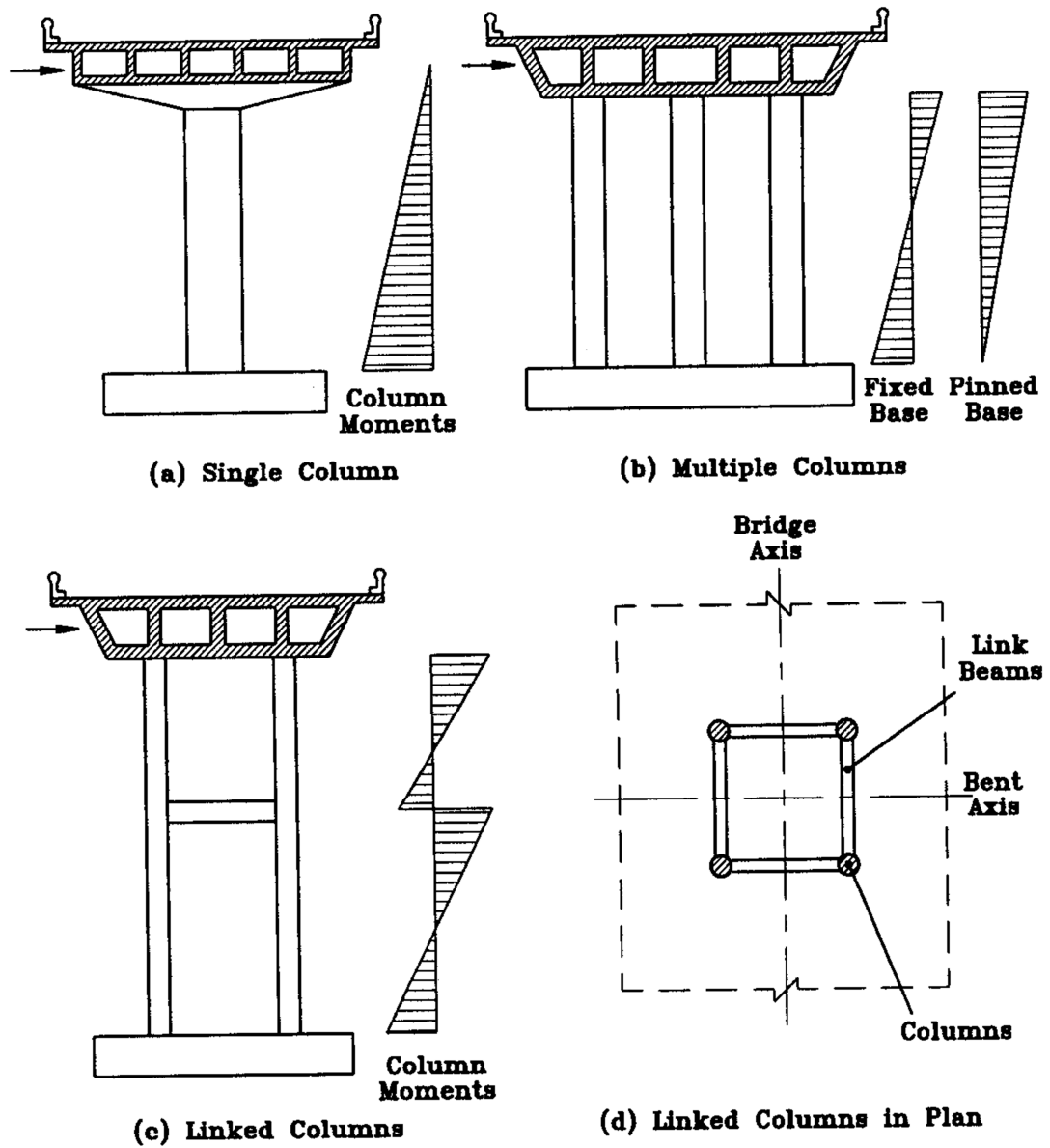
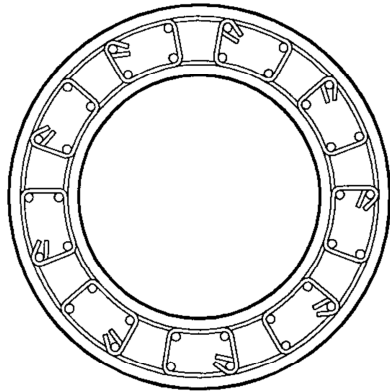
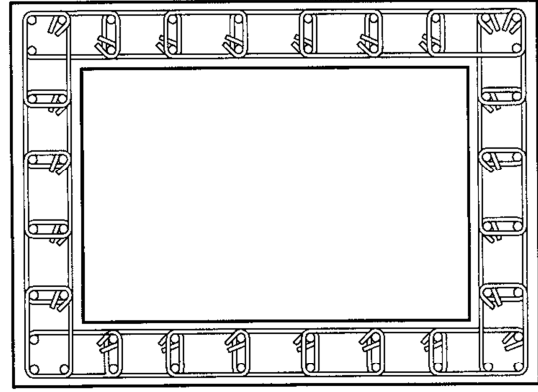


Figura 1.4: Configuraciones típicas de pilas de puentes (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)



(a) Circular



(b) Rectangular

Figura 1.5: Secciones huecas para columnas altas (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

CAPÍTULO II:

FILOSOFÍA DEL DISEÑO SÍSMICO PARA PUENTES

CAPÍTULO II.

FILOSOFÍA DEL DISEÑO SÍSMICO PARA PUENTES

2.1 Introducción

A lo largo de los últimos 30 años, se han podido identificar tres deficiencias básicas en el diseño que tienden a ser consecuencia directa del uso de la *filosofía de diseño elástico*, la misma que se mantuvo para el diseño sísmico de puentes hasta antes de 1970 y en algunos países hasta la actualidad:

- 1) Los desplazamientos, provocados por los niveles de fuerza lateral sísmica, fueron seriamente subestimados y agravados debido a que su cálculo se realizó usando las rigideces de miembros de sección gruesa en lugar de rigideces de secciones agrietadas, lo cual resultó en valores inferiores a los desplazamientos esperados.
- 2) Debido a que las fuerzas sísmicas adoptadas se suponían que eran bajas, la relación de la carga de gravedad a la fuerza del sismo para el diseño puede ser también incorrecta. Esto conduce a que los momentos obtenidos de la combinación de la fuerza de gravedad más la fuerza sísmica no solo sean bajos sino que tengan una forma errónea. Los puntos de inflexión pueden estar mal colocados dando como resultado una prematura terminación del refuerzo. La localización y las magnitudes de los momentos en secciones

críticas también pueden estar incorrectas y en algunos casos, cuando la carga de gravedad y las fuerzas sísmicas provoquen momentos de signo contrario al supuesto, el momento final de diseño tendrá el signo incorrecto debido al dominio de la carga gravitacional.

La Fig. 2.1 presenta un ejemplo, en la que se ilustran los momentos en un pórtico de dos columnas de un puente bajo una carga muerta D (Fig. 2.1a) y una fuerza sísmica transversal E (Fig. 2.1b). Cuando se considera el nivel de fuerza sísmica transversal correspondiente a la hipótesis de diseño elástico, los momentos resultantes de la acción combinada ($D + E$) se muestran en la Fig. 2.1 (c) con la curva sólida. Sin embargo, debido a que los niveles de esfuerzo en los materiales para el diseño sísmico elástico estuvieron muy por debajo de la fluencia, se pueden soportar fuerzas laterales superiores antes de que los elementos alcancen sus resistencias. Con el incremento de los niveles de fuerza sísmica lateral E , correspondientes al desarrollo de esfuerzos de flexión en el punto A del elemento crítico, se obtiene la distribución de momentos con líneas punteadas de la Fig. 2.1 (c). Ante el aumento de la fuerza lateral, el punto de inflexión B, obtenido de la combinación elástica de la fuerza, pasó a C. Por lo tanto, si el refuerzo negativo de la viga cabezal se termina, según la distribución elástica de

momentos, se podría generar una falla prematura a cierta distancia del punto

A.

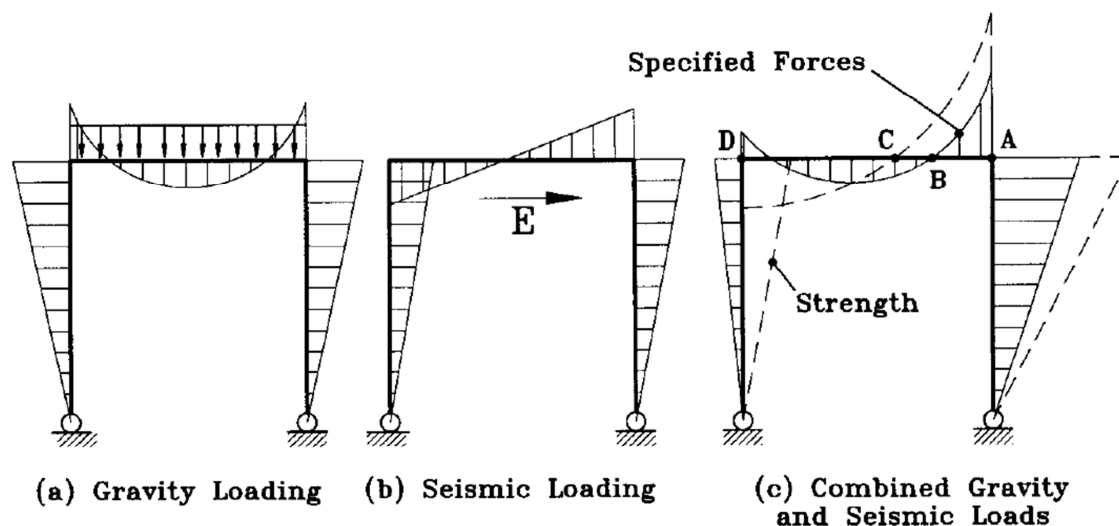


Figura 2.1: Distribución de Momentos Elásticos
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

En el otro extremo de la viga cabezal (punto D), la distribución elástica de momentos ($D + E$), basada en la fuerza sísmica de inercia reducida, predice un pequeño momento negativo residual, por lo tanto, la región de la articulación solo podría llevar refuerzo para momento positivo nominal. Sin embargo, con niveles de fuerza lateral suficientes para desarrollar la capacidad a momento negativo en A, la curva punteada ($D + E$) de la Fig. 2.1 (c) indica que un momento positivo de magnitud considerable se desarrolla en D. Nuevamente, los detalles de refuerzo y anclaje, basados en la distribución elástica de momentos, son los posibles causantes de la falla prematura.

3) El comportamiento inelástico estructural y los conceptos asociados de ductilidad y diseño por capacidad son cruciales para la supervivencia de sistemas inelásticos bajo respuestas sísmicas severas, pero éstas *no fueron consideradas* en el proceso de diseño elástico. Por lo tanto, la **localización de potenciales rótulas** no fueron detalladas para soportar grandes deformaciones inelásticas sin disminución de resistencia y la resistencia a cortante de los miembros no fue superior que la resistencia a flexión para evitar la posibilidad de falla por cortante.

2.1.1 DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS

Una consecuencia directa de que los desplazamientos sísmicos hayan sido subestimados, los cuales estuvieron basados en la teoría elástica, rigideces de sección bruta, y bajos niveles de fuerza lateral, fue que las longitudes que se proporcionaron a los apoyos en las articulaciones de movimiento, resultaron muy cortas y la separación lateral entre estructuras adyacentes, fue inadecuada; provocando golpeteo.

(a) Colapso debido a movimiento relativo de apoyos

Han existido muchos ejemplos de colapso de puentes causados por el movimiento relativo de los tramos en la dirección longitudinal dando como resultado la pérdida de apoyo en las articulaciones de movimiento sin restricciones. Éste ha sido un problema particular en puentes de varios tramos con grandes columnas.

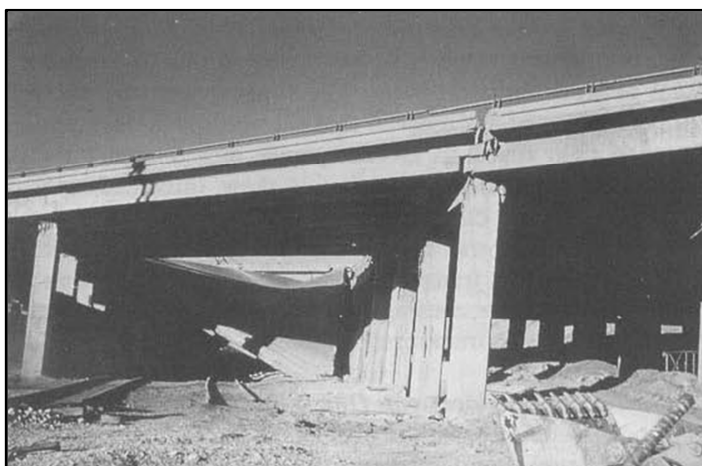


Figura 2.2: Movimiento relativo de los apoyos, sismo de San Fernando 1971
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(b) Amplificación de desplazamientos debido a suelos blandos

Otro problema se genera cuando los puentes son construidos en suelos blandos o propensos a licuefacción, ya que éstos producen amplificación de la respuesta estructural dinámica, incrementando la posibilidad de pérdida de apoyo.

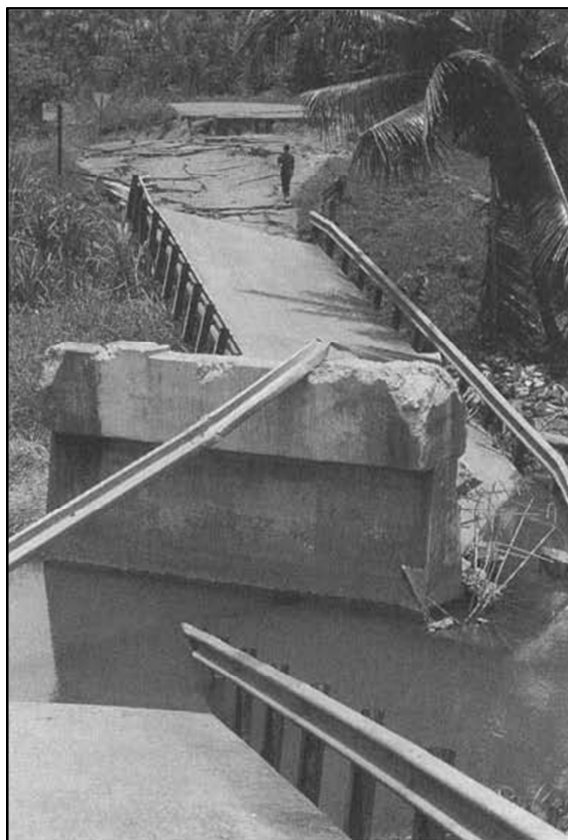


Figura 2.3: Colapso debido a suelo blando, Terremoto de Costa Rica 1990
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(c) Golpeteo de estructuras

Los desplazamientos sísmicos subestimados podrían generar que la separación provista entre estructuras adyacentes no sea la adecuada produciéndose daños por golpeteo. Este problema se da principalmente por la diferencia de alturas en las estructuras provocándose impactos entre la superestructura de la una con la o las columnas de la otra. Las fuerzas de impacto causadas por el golpeteo de componentes estructurales de un

puente pueden ser muy altas causando amplificación de fuerzas cortantes en los elementos con un aumento de la posibilidad de falla por cortante.

Se debe evitar el golpeteo de estructuras de diferente altura a través de una evaluación de la deformación real y una provisión de una separación adecuada. Sin embargo existe evidencia teórica que el golpeteo entre estructuras de igual altura, como podría ocurrir con estructuras paralelas de puente llevando direcciones opuestas de tráfico, podría ser beneficioso para la respuesta sísmica. Esto se debe a que el impacto entre estructuras de *diferente periodo fundamental* afecta a la acumulación de respuesta resonante.



Figura 2.4: Golpeteo del viaducto I-280 China Basin/Southern, Terremoto de Loma Prieta 1989 (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

2.1.2 FALLAS EN COLUMNAS

Las fallas de las columnas de los pórticos de puentes son producto de una serie de ineficiencias relacionadas a las consecuencias del uso de la filosofía de diseño elástico. Las más comunes se explican a continuación.

(a) **FALLA POR FLEXIÓN Y DUCTILIDAD**

Hasta los años 70s, los diseñadores tuvieron desconocimiento de la necesidad de construir columnas con capacidad de ductilidad en las regiones potenciales de rótulas plásticas. En efecto, el concepto de articulación plástica era irrelevante para el enfoque de diseño elástico utilizado. Cuatro deficiencias particulares pueden ser identificadas:

(i) **Resistencia inadecuada a la flexión**

Para el método elástico que se utilizó en el diseño de muchos puentes y que hasta la actualidad se usa en algunos países, la acción sísmica está representada por bajos niveles de fuerzas laterales sísmica. Por ejemplo, en California, fue muy común el diseño para fuerzas laterales equivalentes a 6% del peso de la gravedad, aunque ahora se considera que los niveles de respuesta elástica pueden exceder el 100% del peso de la gravedad. Aunque las diferencias entre el diseño y los niveles reales de respuesta elástica son

grandes, la diferencia entre la resistencia real y el nivel de respuesta elástica es usualmente mucho menor debido a la naturaleza conservadora del análisis elástico, adoptado para el diseño a flexión de las columnas. La Fig. 2.5 compara el diagrama de interacción de una columna para el diseño elástico y el de resistencia.

El diseño elástico estuvo basado en una interacción lineal entre el momento M y la carga axial P , desde el 45 % de la resistencia bajo flexión pura hasta alrededor del 30% de la carga axial de compresión. Como se ve en la Fig. 2.5, esto implica una reducción en la capacidad a momento conforme la compresión axial se incrementa, mientras que para bajos niveles de carga axial, típicos en las columnas de puentes, la capacidad a momento crece a medida que la compresión axial aumenta. Como consecuencia, la resistencia a flexión real frecuentemente es más grande que tres o cuatro veces los niveles del diseño elástico, como sugiere la Fig. 2.5. Puede existir un gran incremento de la resistencia de los materiales, particularmente de la resistencia de cedencia del acero, excediendo los valores especificados y desde la zona de endurecimiento por deformación. Como resultado de este comportamiento, es muy común que en los puentes existentes en California las resistencias a flexión lateral correspondan al 25% del peso de la gravedad. Es decir, de

magnitud similar a la requerida en la práctica de diseño dúctil actual, pero mucho menor que la posible respuesta elástica, lo cual es inadecuado para el enfoque de diseño elástico, donde detallamiento especial para proveer ductilidad no está implementado.

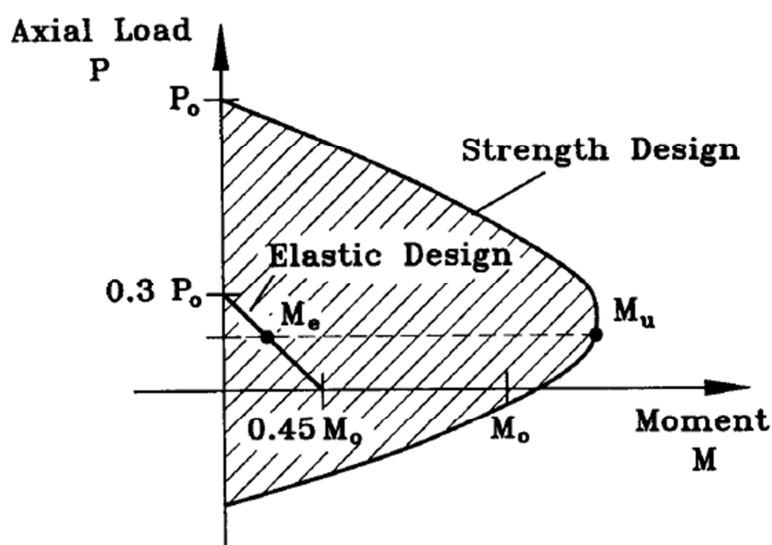


Figura 2.5: Diagrama de iteración de una columna
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(ii) Resistencia a la flexión independiente de la columna

Generalmente, el refuerzo longitudinal de la columna es traslapado inmediatamente encima de la cimentación con una longitud de empalme insuficiente para desarrollar la resistencia de las varillas. En la base de las columnas de los puentes de California diseñados hasta antes de 1971, era muy común que la longitud de traslape fuera tan pequeña como 20 veces el

diámetro de la varilla. Los ensayos indican que no es suficiente permitir que la resistencia a la flexión de la columna se desarrolle. Debe acotarse que aun cuando los empalmes sean más grandes, satisfacer los requerimientos de los códigos no es tan fácil si la columna está sujeta a niveles de ductilidad moderada. La Fig. 2.6 muestra el daño en la base de una columna, debido a la falta de longitud de traslape, el cual ocurrió en 1989 en el sismo de Loma Prieta. La insuficiente resistencia a la flexión también es ocasionada por la falla de las soldaduras a tope del refuerzo longitudinal cerca de donde se localizan los momentos máximos. Parece difícil asegurar la resistencia y ductilidad de la soldadura y definitivamente, éstas no estarían en estado crítico si se utilizara un método de diseño elástico.

Los efectos de cambio de tensión provocan deformaciones máximas en los refuerzos siendo casi constantes para una altura por encima de la base de la columna igual a la mitad del diámetro de la misma.



Figura 2.6: Daño en la base de una columna, debido a la falta de longitud de traslape, sismo de Loma Prieta 1989. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(iii) Falta de Ductilidad por flexión

A pesar de la existencia de una resistencia a la flexión superior a la prevista en el concreto reforzado de las columnas de los puentes, esta resistencia con frecuencia sigue siendo mucho menor que la requerida para la respuesta elástica a las intensidades sísmicas esperadas. La consecuencia es que para soportar la intensidad del ataque sísmico, las estructuras deben poseer ductilidad. La **ductilidad**, algunas veces llamada tenacidad, es la propiedad de los materiales o elementos estructurales para deformarse a través de varios ciclos de carga, hasta alcanzar desplazamientos mucho más grandes que los

de cedencia, sin que ocurra una degradación significativa de la resistencia. En algunos casos, los factores de ductilidad de desplazamiento (múltiplos del desplazamiento de fluencia) que se requieren son tan grandes como $\mu_{\Delta} = 6$ u 8 .

A niveles de ductilidad de desplazamiento de 2 a 3, la deformación unitaria de compresión del concreto en las regiones de articulaciones plásticas excede la capacidad de deformación del concreto no confinado, por lo tanto, se puede producir el desprendimiento del concreto de recubrimiento. A menos que el núcleo de concreto esté bien confinado por espirales o estribos transversales poco espaciados, el aplastamiento se extiende rápidamente dentro del núcleo, las varillas longitudinales se pandean y se produce la disminución de la resistencia, todo esto provoca el inhabilitamiento de la columna para soportar cargas de gravedad. Este comportamiento puede ser acelerado cuando el refuerzo transversal está traslapado en el concreto de recubrimiento, como es común en los puentes antiguos. Cuando el concreto se desprende, los aros pierden efectividad en las zonas de traslape.

Las figuras 2.7 y 2.8 muestran las fallas en las rótulas plásticas por flexión. Los bajos niveles de refuerzo transversal presente en estas articulaciones son notorios.



Figura 2.7: Falla en el confinamiento en la parte superior de la columna, sismo de San Fernando 1971 (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Por ejemplo, en la Fig. 2.8 del Terremoto de Northridge en 1994, el refuerzo transversal poco espaciado había sido colocado sobre una distancia igual al diámetro de la columna desde su base, pero se construyó un muro que conectaba las columnas. Debido a este muro, durante el sismo, las rótulas plásticas se formaron inmediatamente encima del muro, donde el espacio vertical del refuerzo transversal era mayor, produciéndose así la falla.



Figura 2.8: Articulaciones plásticas a flexión en columnas de puente Bull Creek Canyon Channel, sismo de Northridge 1994 (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(iv) Terminación prematura del refuerzo de las columnas

En Japón, durante los terremotos de Urahawa-ohi en 1982 y el de Kobe en 1995, las columnas desarrollaron la falla por flexión y cortante a la mitad de sus alturas, como consecuencia de la ***terminación prematura*** del refuerzo longitudinal de la columna. En la Fig. 2.9, la falla por flexión y cortante aparentemente ocurrió a la mitad de la altura de la columna donde se cortó el refuerzo longitudinal. La terminación de la varilla estaba basada en la envolvente de momento de diseño, sin contar con los efectos del cambio de tensión debidos al agrietamiento diagonal por corte. Esta deficiencia fue exacerbada por la insuficiente longitud de desarrollo de las varillas de empalme en este sitio. También son muy importantes para este caso los

efectos de la inercia rotacional que incrementan el momento en la mitad de la columna.



Figura 2.9: Falla por flexión-cortante en la pila del viaducto Route 43/2, debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal, sismo de Kobe 1995. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La falla de 18 columnas de la sección que colapsó en la autopista Hanshin en el terremoto de Kobe también se inició por la terminación del 33% del refuerzo longitudinal en el 20% de la altura de la columna. Esto forzó a que la rótula plástica se formara arriba de la base, donde no fue suficiente el refuerzo proporcionado a la zapata, lo cual es esencial para la supervivencia de las columnas. Esta falla dramática se ilustra en la Fig. 2.10.



Figura 2.10: Falla por flexión sobre la base de las columnas de la autopista Hanshin, debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal y a un confinamiento inadecuado, sismo de Kobe 1995. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(b) FALLAS POR CORTANTE

La resistencia al corte de las secciones de concreto de las columnas proviene de la combinación de varios factores que involucran: la transferencia del cortante del concreto a compresión, el trabado del agregado a lo largo de las grietas inclinadas por flexión y cortante, la acción de arco sostenido por las fuerzas axiales y los mecanismos de armaduras que utilizan amarres horizontales provistos por el refuerzo transversal.

Los mecanismos de cortante interactúan en una forma compleja. Si el refuerzo transversal que forma el mecanismo de armadura fluye, el ancho de las grietas de flexión y cortante se incrementa rápidamente, reduciendo los mecanismos de resistencia al corte que utiliza el trabado del agregado. Como

consecuencia, la falla a cortante será frágil e implica una degradación rápida de resistencia. La deformación inelástica por corte es inadecuada para la respuesta sísmica dúctil.

Las columnas cortas son particularmente susceptibles a la falla por corte producto de la alta relación cortante/momento y de la forma conservadora del diseño por resistencia de las columnas antiguas. La resistencia a flexión real de las columnas existentes es en algunas ocasiones la resistencia de diseño si se utiliza la teoría elástica. Las ecuaciones para el diseño por corte eran generalmente menos conservadoras que las ecuaciones del diseño a flexión de los puentes antiguos. En California, es común encontrar que el refuerzo transversal de columnas de puentes antiguos consiste en varillas No. 4 (12.7 mm de diámetro) espaciadas verticalmente a 12 pulgadas (305 mm) a pesar del tamaño de la columna o la fuerza de cortante, por lo cual se sospecha que el diseño a cortante no fue considerado como esencial. Antes de 1970, había una falta de conocimiento de la necesidad de asegurar que la resistencia real a cortante excede la resistencia real a flexión y una consecuencia común es encontrar columnas de puentes donde la resistencia a flexión puede ser de 2 a 3 veces la resistencia a cortante.

El análisis de las columnas que fallaron por cortante indicó que las resistencias al corte eran alrededor del 30% de la resistencia a flexión. Es importante darse cuenta que es la resistencia real la que se desarrollará bajo el ataque sísmico a menos que la resistencia real exceda el nivel de respuesta elástico. La Fig. 2.11 muestra el daño de una de las columnas en el distribuidor I-5/I-605 de una importante autopista afectado en 1987 en el terremoto Whittier. Algunos de los estribos transversales se fracturaron, el ancho de las grietas de cortante excedió los 25 mm y prácticamente no se mantuvo la resistencia a cortante después del terremoto. La curvatura del refuerzo longitudinal de la columna como las duelas de un barril demuestra que la columna se ha acortado y que el colapso es inminente.

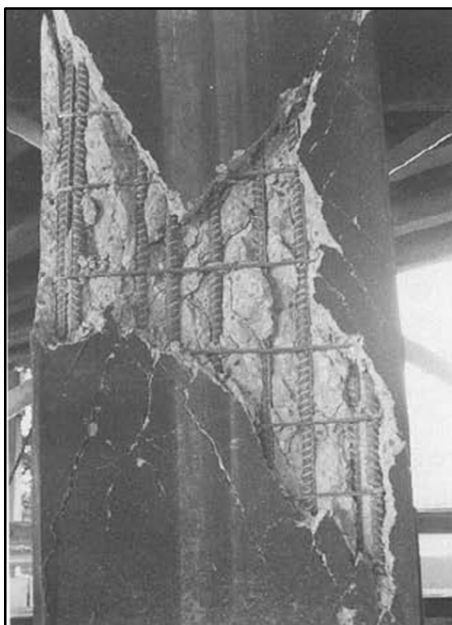


Figura 2.11: Daño por cortante de las columnas del distribuidor I-5/I-605, sismo de Whittier 1987. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Las fallas por cortante también ocurrieron en los terremotos de San Fernando, Northridge y el de Kobe. En la Fig. 2.12 del sismo de San Fernando, la falla frágil por cortante se da donde la resistencia a flexión excede la resistencia a cortante. No hay indicios que las articulaciones plásticas se desarrollaron al final de los miembros. Al contrario de esto, la columna de la Fig. 2.13, no tuvo daños en la zona central, pero la rótula plástica se formó claramente en la parte superior de la columna, con la subsecuente falla por cortante dentro de la región de la articulación. Esto conduce a una observación importante: la resistencia a cortante en las articulaciones plásticas es menor que en las regiones donde no existen rótulas plásticas. Esto es consecuencia de una reducción en la transferencia de cortante en el trabado de los agregados en las articulaciones plásticas a medida que las grietas por flexión y cortante aumentan su ancho bajo la acción de la ductilidad a flexión.

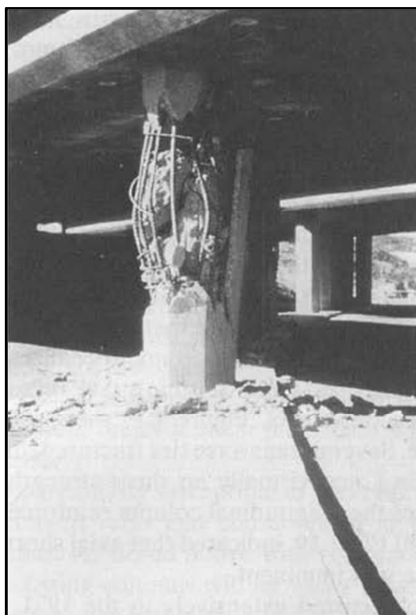


Figura 2.12: Daño por cortante fuera de las regiones de articulación plástica, sismo de San Fernando 1971. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

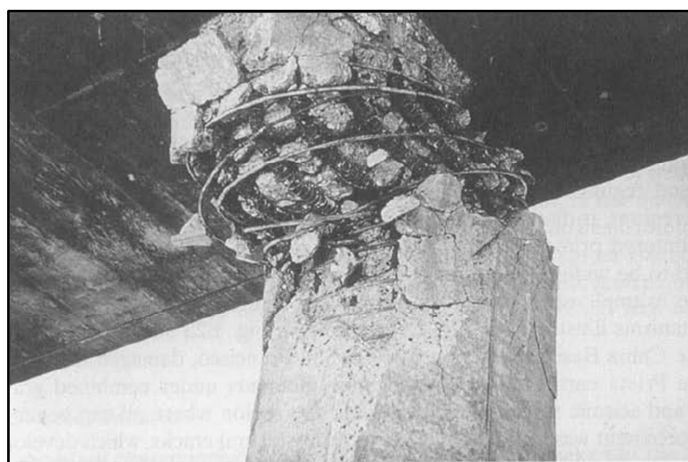


Figura 2.13: Daño por cortante dentro de las regiones de articulación plástica, sismo de San Fernando 1971. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La causa de la falla de 6 de las 7 estructuras de puentes que colapsaron en el terremoto de Northridge ha sido el resultado de fallas de columnas por cortante. Debido a la falla del refuerzo transversal, la falla por cortante de la columna a menudo provoca una pérdida de la integridad estructural de la columna, con el inmediato colapso bajo cargas de gravedad. Producto de la naturaleza repentina y frágil de la falla por cortante, se deben tomar esfuerzos especiales en los diseños nuevos y en la rehabilitación de los antiguos para contrarrestarla. En la Fig. 2.14 se muestran ejemplos de columnas que colapsaron debido a las fallas por cortante.

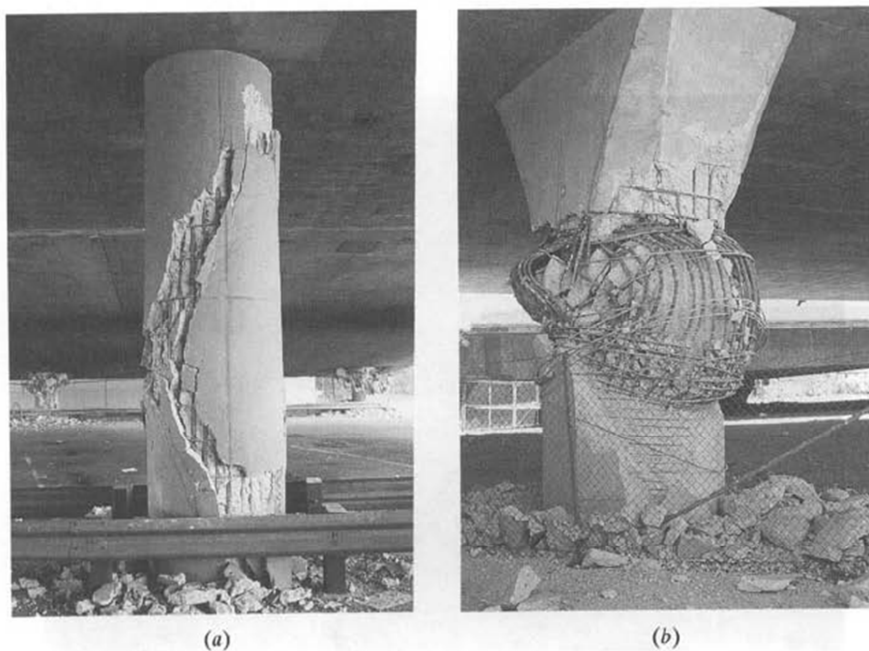


Figura 2.14: Ejemplos de daños en columnas por cortante, sismo de Northridge 1994. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

2.2 FILOSOFÍA DE DISEÑO

2.2.1 Diseño por resistencia versus diseño elástico

La filosofía del diseño por resistencia ha sustituido en gran medida al diseño elástico para niveles de esfuerzo especificados como la base preferida para el diseño de edificios de hormigón armado. El cambio al diseño por resistencia ha sido menos completo para puentes, donde para cargas de servicio, diseñar para esfuerzos límites es todavía la base más común de diseño en muchos países.

Las ventajas del diseño elástico y por resistencia para cargas de servicio en superestructuras de puentes pueden, quizás, ser argumentado sin una clara conclusión. Es evidente, sin embargo, a partir del debate en la Sección 2.1 que el uso del diseño elástico promueve un falso sentido de los niveles de respuesta a ser esperados bajo un evento sísmico y típicamente resulta en desplazamientos severamente subestimados. También anima a los diseñadores a ignorar aspectos de ductilidad y el suministro de una jerarquía racional de resistencias. Además, los patrones de los diagramas de momento que resultan a partir de la combinación de acciones sísmicas reducidas y gravitacionales completas pueden ser serias distorsiones de los patrones actuales que pueden ser esperados para desarrollarse a una resistencia

completa. Es por lo tanto esencial que la resistencia de diseño sea adoptada como la base para todos los aspectos de diseño sísmico.

2.2.2 Criterios de ductilidad y energía de disipación

En la actualidad es bien conocido que las estructuras con menor resistencia que la correspondiente a la respuesta elástica para un sismo dado pueden sin embargo sobrevivir con poco o no daño aparente. Este comportamiento es generalmente atribuido a la habilidad de las estructuras para deformarse inelásticamente sin pérdida significativa de resistencia, a través de un número de ciclos de desplazamiento de respuesta. Si el nivel requerido de deformación inelástica es lo suficientemente bajo, deformaciones inelásticas inducidas en partes críticas de la estructura (articulaciones plásticas) podrían ser de tal forma que el daño sea insignificante y aparezca que sea más representativa la respuesta elástica que la inelástica. Por ejemplo, la pila de puente de hormigón armado mostrada en la Fig. 2.15 (a) podría responder transversalmente bajo la acción de un sismo moderado, alcanzando su resistencia esperada. Como se muestra en la Fig. 2.15 (b), la respuesta elástica a la excitación podría requerir una resistencia al cortante en la base de V_{me} . La respuesta actual corresponde a una respuesta dúctil con fuerza cortante en la base V_{md} y un desplazamiento pico Δ_M en el centro de masa lo cual podría ser

más bien similar a aquella para la respuesta elástica equivalente, en conformidad con la *aproximación de desplazamientos iguales*. La inspección de la pila después de un terremoto revela solo grietas pequeñas. Esto se debe a que las deformaciones pico por compresión en la región de articulación plástica en la base de la columna fueron menores que la deformación crítica. Aunque una parte del refuerzo longitudinal en la región de articulación plástica podría haber sufrido deformaciones pico mucho mayores que la deformación de fluencia, las fisuras residuales son pequeñas después que la excitación cesa debido a la influencia de la carga gravitacional axial de compresión intentando cerrar las fisuras y el ablandamiento del refuerzo cedido para la respuesta en dirección contraria como resultado de los efectos Bauschinger.

Aunque no elástica, la respuesta ha satisfecho los criterios de desempeño para lo cual podría ser denominado un terremoto con nivel de serviciabilidad, el cual podría esperarse que ocurra una o más veces dentro de la vida útil del puente. Por lo tanto, dentro de estos criterios de desempeño, es posible diseñar para una resistencia al cortante en la base que es quizás menos del 50% del nivel real de respuesta lineal elástica.

Bajo excitaciones más intensas, la pila del puente responde esencialmente para la misma resistencia cortante en la base debido a que la capacidad a la flexión ya ha sido alcanzada pero esto requiere sostener desplazamientos más largos como se muestra en la Fig. 2.15 (b) por la curva de respuesta enlazada. Para estos desplazamientos, las deformaciones a compresión del concreto dentro de la región de articulación plástica exceden la deformación aplastante, resultando en desprendimiento del recubrimiento, y las deformaciones del acero son de magnitud suficiente como para que las fisuras dentro de la región plástica permanezcan relativamente anchas después que la excitación cesa. Siempre que el refuerzo de la región plástica esté diseñado adecuadamente, el núcleo de hormigón permanece competente, y la reparación después del sismo es posible reinstalando el recubrimiento de hormigón y quizás sellando las fisuras con una inyección de lechada epóxica.

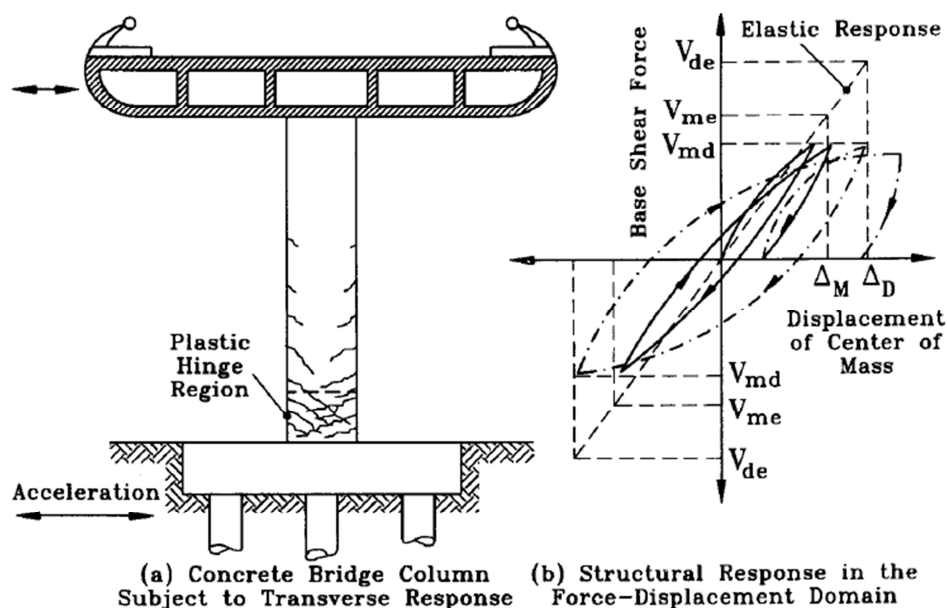


Figura 2.15: Respuesta dúctil de un puente de hormigón (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Este nivel de respuesta es visiblemente inelástico pero será aceptado para muchos puentes, siempre que la posibilidad de ocurrencia durante la vida útil del puente sea lo suficientemente baja. En este caso la resistencia elástica equivalente requerida podría ser V_{de} [ver Fig. 2.15 (b)], y la reducción en el nivel de diseño de la fuerza córtate en la base por la relación V_{de}/V_{md} podría ser más o menos de 5. La penalidad de no diseñar para el nivel de respuesta elástica es que la posibilidad de daños reparables es menor durante la vida útil del puente. El beneficio claramente es el costo reducido del puente.

Es evidente que si se provee de suficiente resistencia en la pila y en la estructura de soporte de la Fig. 2.15 (a), el puente podría ser diseñado para

que responda elásticamente. La penalidad para esto sería el alto costo inicial asociado con el suministro de resistencia adicional. Una solución más económica podría ser diseñar para una resistencia menor que V_{de} pero con deformaciones correspondientes al estado límite de serviciabilidad. La elección entre diseñar con niveles de fuerza correspondientes a los límites de serviciabilidad o con niveles de fuerza correspondientes a una respuesta dúctil con daño controlado será un asunto económico y de la importancia de mantener el puente abierto inmediatamente después de un terremoto. Para estructuras esenciales, donde no existan rutas alternativas en la región afectada por el sismo para operaciones de rescate o para operar hospitales que serán necesitados para tratar a los heridos después de un sismo, la importancia de la serviciabilidad será extremadamente alta.

Debería notarse que podrían existir problemas adicionales asociados con la respuesta elástica así como el alto costo inicial. Los niveles de respuesta de diseño elástica lateral podrían exceder la aceleración de la gravedad ($1.0g$), resultando en condiciones de manejo extremadamente peligrosas. Combinados con los niveles altos de respuesta de desplazamiento posible, accidentes graves y pérdida de la vida podría resultar en no finalizar un puente diseñado para niveles de aceleración lateral menores con respuesta

dúctil. En un viaducto largo elevado, esto podría también resultar en interrupción del tráfico que podría tomar horas o incluso días para remediar, por lo tanto eliminando la ventaja de la serviciabilidad estructural después de un sismo de diseño.

La respuesta satisfactoria del puente en la Fig. 2.15 (a) depende de la capacidad de la columna para desplazarse inelásticamente a través de varios ciclos de respuesta sin degradación importante de la resistencia o rigidez, una cualidad denotada como ***ductilidad***. Si la resistencia o la rigidez se degradan excesivamente, los desplazamientos de respuesta aumentan significativamente más allá de aquellos correspondientes a la respuesta elástica, y la estructura podría colapsar. Relaciones entre resistencia, rigidez, energía, disipación, y deformación son discutidas en más detalle en la **Sección 5.1**.

La ductilidad es a menudo definida matemáticamente como la razón de la deformación para un nivel de respuesta dada y la deformación para una respuesta de fluencia. Así, en relación al cortante basal: la relación de desplazamiento de la Fig. 2.16, la respuesta es idealizada por una curva equivalente bilineal extrapolando la respuesta elástica para la resistencia esperada V_d para obtener el desplazamiento de cedencia Δ_y . Si el máximo

desplazamiento esperado durante el sismo de diseño es Δ_m , el máximo factor de ductilidad de desplazamiento esperado es definido como:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

Aunque la relación de ductilidad definida en la Ec. (2.1) se refiere a los desplazamientos, relaciones de curvatura dúctil relacionadas a la curvatura máxima y de cedencia en secciones críticas son también frecuentemente definidas, y otras medidas de ductilidad, incluyendo ductilidad rotacional y ductilidad de deformación, son algunas veces indicadores útiles del nivel de respuesta inelástica. Como se explica en mayor detalle en la **Sección 5.2**, la ductilidad de curvatura está relacionada a la respuesta de una sección individual y depende de su refuerzo y nivel de carga axial. La ductilidad de desplazamiento está relacionada a una respuesta estructural global. La relación entre la curvatura y los factores de ductilidad de desplazamiento depende de la geometría estructural y es de considerable importancia para determinar los niveles de seguridad de desplazamiento inelástico para la estructura como un todo.

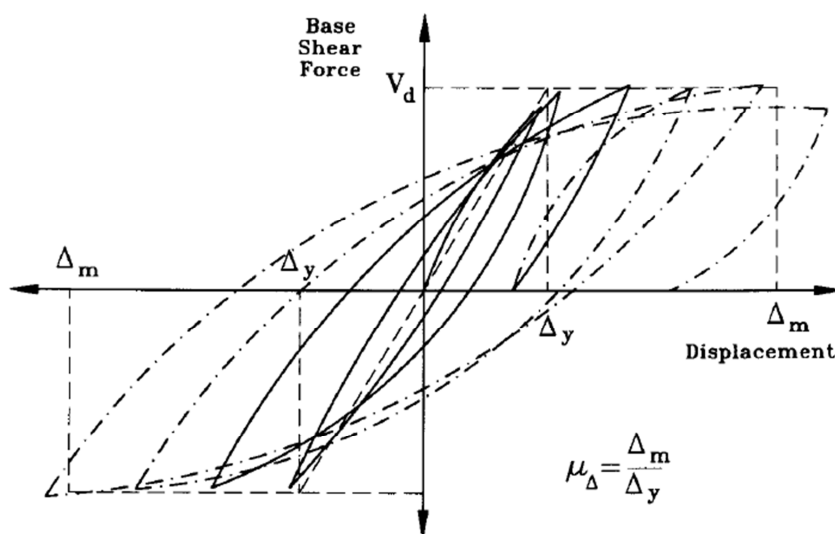


Figura 2.16: Definición de ductilidad de desplazamiento
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

El área dentro del cortante basal inelástico: la curva de desplazamiento de respuesta de la Fig. 2.16 es una medida de la capacidad de disipación de energía de la estructura. A veces llamada **amortiguamiento histerético**, esto puede en cambio ser relacionado al amortiguamiento efectivo de la respuesta [ver Sección 3.3.1(c)]. Para estructuras de periodo corto, el amortiguamiento histerético alto es muy importante, debido a que los desplazamientos máximos de respuesta son muy sensibles al amortiguamiento. Para estructuras de periodo alto, las características de disipación de energía son menos importantes.

Un ejemplo de respuesta flexionante dúctil obtenida a partir de un ensayo de laboratorio de una columna de puente bien confinada y detallada es mostrado en la Fig. 2.17 (a) en términos de un gráfico de histéresis fuerza lateral-desplazamiento. En la Fig. 2.17, los niveles de fuerza lateral V_y y V_i corresponden a la primera fluencia del refuerzo longitudinal y la resistencia ideal a la flexión, la cual es la resistencia a la flexión calculada usando propiedades medidas de los materiales. El exceso de resistencia aparente en la Fig. 2.17 (a) sobre V_i es un resultado del endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal para niveles altos de ductilidad.

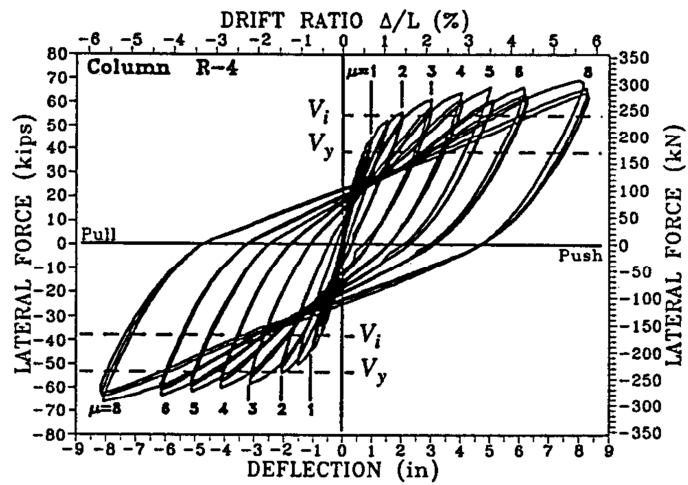
2.2.3 Principios del Diseño por Capacidad

El desempeño ilustrado en las Figs. 2.15 (b), 2.16, y 2.17(a) es una característica de la respuesta estructural dominada por la fluencia inelástica flexionante de articulaciones plásticas cuidadosamente detalladas. Esto requiere cantidades importantes de estribos cercanamente espaciados y bien anclados para permitir altas deformaciones por compresión a ser desarrollados dentro del núcleo de hormigón después del desprendimiento del recubrimiento de hormigón. El refuerzo transversal también restringe el pandeo del refuerzo longitudinal. Los aspectos relacionados al diseño del

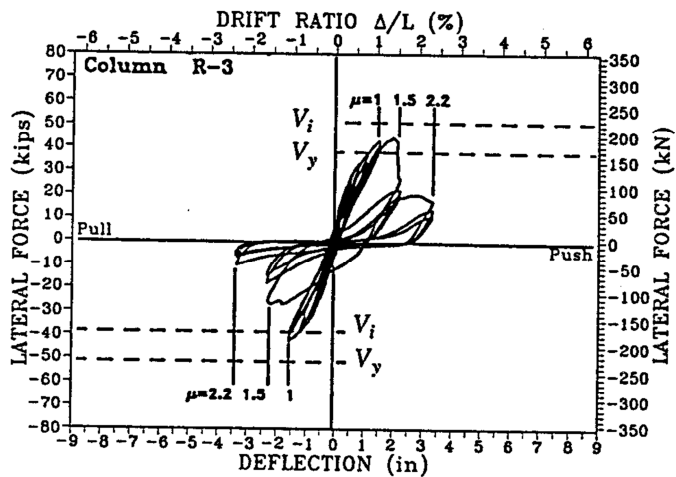
refuerzo para articulaciones plásticas son cubiertos en mayor detalle en la

Sección 5.2.

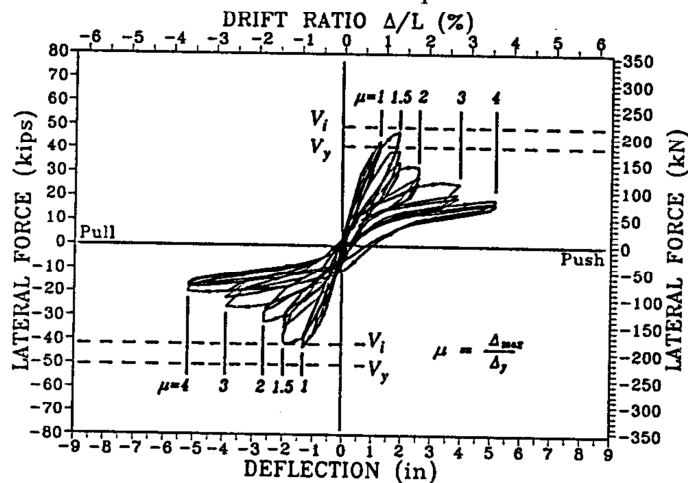
Para el diseño sísmico de pórticos de edificios es generalmente requerido que las articulaciones plásticas sean ubicadas en los extremos de las vigas y que las columnas sean protegidas contra respuesta inelástica. Esto es principalmente para asegurar que no se desarrollen mecanismos de entrepiso débil. En puentes no es práctico ni deseable proveer de formación de articulaciones plásticas en la superestructura, y por lo tanto las articulaciones de las columnas son típicamente escogidas como el sitio para deformación inelástica.



(a) ductile flexural response of a well-confined column



(b) shear failure of a column with inadequate shear reinforcement



(c) lap splice failure within a plastic hinge

Figura 2.17: Varios modos de respuesta inelástica de una columna de puente. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Para asegurar que se alcance la respuesta inelástica dúctil a la flexión, es esencial que los modos de deformación no dúctiles sean inhibidos. Por ejemplo, si la resistencia al cortante de una columna de puente es desarrollada a un nivel menor que la resistencia a la flexión, puede resultar en una respuesta muy frágil, como se indica en las Figs. 2.11 a 2.14 y los lazos de histéresis de la Fig. 2.17 (b), donde la resistencia y la rigidez pueden ser vistas que se degradan rápidamente una vez que la resistencia al cortante inicial ha sido desarrollada y la resistencia ideal a la flexión no ha sido alcanzada. La falla de las uniones de las barras de refuerzo en las secciones críticas pueden también causar una rápida degradación de resistencia, tal como se puede apreciar en la Fig. 2.17 (c). Si las regiones del puente que no han sido diseñadas y detalladas para ductilidad flexionante inesperadamente se convierten en ubicaciones de articulación plástica, la capacidad de ductilidad estructural estará limitada por la integridad reducida de las articulaciones plásticas actuales en comparación con las articulaciones plásticas propuestas.

Es por lo tanto necesario asegurar un margen adecuado de resistencia entre los modos de falla no dúctiles y los modos de deformación dúctiles designados. Esta es la base del diseño por capacidad. Como será evidente a partir de la examinación de la Fig. 2.15 (b), la consecuencia de la resistencia a

la flexión de las regiones de articulación plástica en exceder la resistencia de diseño es que la resistencia actual más alta será alcanzada, a menos que esta exceda el nivel de respuesta elástica equivalente. Debido a que normalmente esta es muchas veces mayor que la resistencia de diseño, no es común que sea alcanzada para el último límite. El diseño de las articulaciones plásticas a flexión es típicamente basado en estimaciones conservadoras de las propiedades de los materiales y límites de deformación permisibles, de acuerdo a una relación de la forma:

$$\phi_f M_n \geq M_r \quad (2.2)$$

donde M_r es la resistencia requerida a la flexión, M_n la resistencia nominal a la flexión basada en estimaciones bajas de las resistencias esperadas de los materiales, y ϕ_f un factor de reducción de resistencia a la flexión. Tal como se explica en la **Sección 5.1**, el uso de un factor de reducción de resistencia es de relevancia discutible para diseño sísmico dúctil. El nivel actual de respuesta normalmente excederá M_r por un margen significativo como resultado de que las resistencias de los materiales excedan las resistencias nominales, el uso de un factor de reducción de resistencia a la flexión, y los efectos de los aumentos de esfuerzos en el refuerzo sobre el límite de diseño (normalmente

esfuerzo de fluencia), para niveles altos de ductilidad, como una consecuencia del endurecimiento por deformación.

En sistemas donde la respuesta dinámica podría incluir varios modos de vibración, es también posible que las fuerzas puedan ser amplificadas sobre aquellas que resultan a partir de la suposición de diseño de la distribución de fuerza sísmica, y la resistencia actual de la región plástica, como una consecuencia de los efectos de modos de respuesta más altos. Este efecto es por lo general más importante en edificios que en puentes.

Una relación general entre la resistencia de un elemento que debe ser protegido contra acciones inelásticas indeseables es dada por la ecuación básica de diseño por capacidad, la cual podría ser escrita como:

$$\phi_s S_n \geq S_r = \omega \phi^\circ S_m \quad (2.3)$$

donde S_m es la resistencia de diseño requerida de la acción a ser protegida, correspondiente a la resistencia nominal de las articulaciones plásticas; ϕ° es un factor de amplificación de resistencia que relaciona la máxima capacidad a la flexión de la rótula plástica con la resistencia nominal; ω es un factor de amplificación dinámica tomado en cuenta para aumentos en la acción de diseño como resultado de efectos dinámicos de modos más altos; y ϕ_s , el

factor de reducción de resistencia apropiado el cual refleja la posibilidad y consecuencias de que la resistencia de acción S sea menor que la resistencia nominal.

2.2.4 Definiciones de Resistencia

En el proceso de diseño de deben considerar algunas mediciones de resistencia. El número de posibilidades es más extenso por el uso de enfoques diferentes para la resistencia de diseño usada en diferentes países. Es por lo tanto necesario definir los términos apropiados y hacer relaciones entre ellos.

(a) RESISTENCIA REQUERIDA

Es la resistencia necesaria para satisfacer los niveles de las acciones de diseño apropiadas (flexión, cortante, etc.) basados en el análisis estructural. Cuando la acción considerada es la resistencia a la flexión de las articulaciones plásticas designadas, la resistencia requerida resulta directamente a partir de los análisis sísmicos, usando la representación apropiada del sismo de diseño, en conjunción con las cargas gravitacionales.

Cuando la acción considerada va a ser protegida contra respuesta inelástica por los principios de diseño por capacidad, la resistencia requerida es el

resultado final del proceso de análisis por capacidad, representada por el término del lado derecho de la Ec. (2.3). El símbolo S_r es usado para la resistencia requerida. En términos de momento o fuerza cortante, se representa con M_r o V_r , respectivamente.

(b) RESISTENCIA NOMINAL

A veces denotada como *resistencia característica*, es la resistencia basada en análisis de sección o elementos usando estimaciones conservadoras de las propiedades de los materiales. El símbolo S_n será usado. La relación entre la resistencia nominal y la requerida es expresada por:

$$\phi_s S_n > S_r \quad (2.4)$$

El valor de las propiedades de los materiales adoptados para calcular S_n varía entre los países y los códigos de diseño, como también las ecuaciones para calcular la resistencia a partir de estas propiedades. Como consecuencia, los valores apropiados para ϕ_s son también variables. En Europa y Nueva Zelanda es común basar S_n en las resistencias características de los materiales, lo cual representa una estimación menor del 5% de la resistencia actual basada en la resistencia especificada. En Japón y en el continente Americano es común usar una reducción del 5% de la resistencia a la compresión del hormigón,

mientras la resistencia a la fluencia del concreto es tomada como la mínima absoluta permitida para el grado del acero.

(c) RESISTENCIA ESPERADA

Es también posible diseñar usando la resistencia promedio o esperada. Existen justificaciones para adoptar esta resistencia para diseño sísmico, debido a que resultarán mejores estimaciones de la capacidad de ductilidad y deformación. Valores menores del factor de reducción de resistencia podrían ser apropiados. Valores apropiados de resistencia de los materiales para diseño sismo-resistente son discutidos en más detalle en al **Sección 5.1**.

(d) RESISTENCIA DE DISEÑO

Es la resistencia que tiene una alta probabilidad de ser excedida durante el sismo de diseño con el fin de satisfacer los criterios de desempeño y está dado por el término izquierdo de la Ec. (2.4).

(e) RESISTENCIA EXTREMA (SOBRERESISTENCIA)

Es la resistencia que tiene una baja probabilidad de ser excedida durante el sismo de diseño con el fin de satisfacer los criterios de desempeño. Está normalmente relacionada a la máxima resistencia a la flexión factible de la sección crítica en una articulación plástica. La resistencia extrema está relacionada con la nominal por la relación:

$$S^{\circ} = \phi^{\circ} S_n \quad (2.5)$$

Una explicación de las relaciones entre los distintos tipos de resistencia es dada por la distribución típica de frecuencia-resistencia de la Fig. 2.18.

(f) RESISTENCIA IDEAL

La resistencia ideal está relacionada a resultados de investigaciones experimentales, y es el mejor pronóstico de resistencia a partir de un ensayo particular usando propiedades medidas de los materiales. Por lo tanto corresponde a la resistencia nominal pero usando propiedades medidas en lugar de las nominales. Es usada principalmente para evaluar la validez de las ecuaciones usadas para calcular la resistencia.

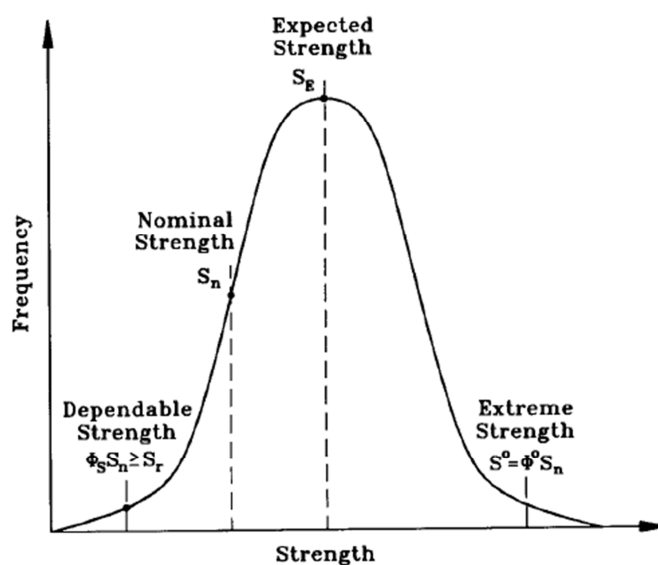


Figura 2.18: Distribución típica de frecuencia-resistencia y definiciones de resistencia. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

2.2.5 Estados límites de diseño y respuesta

Existen algunos estados límites de respuesta estructural los cuales son útiles para ser considerados en el proceso de diseño. Ya se ha notado en la **Sección 2.2.2** que el estado límite de serviciabilidad podría estar definido lo cual podría corresponder al nivel de respuesta de diseño menor en vez del mayor y para lo cual no se espera reparación de la estructura. El término **estado límite** es aplicado para la respuesta tanto de los elementos como de la estructura en maneras ligeramente diferentes. Una descripción más completa de los estados límites de los elementos y la estructura se provee a continuación.

(a) ESTADOS LÍMITES DE LOS ELEMENTOS

(i) Estado límite de fisuramiento

El inicio del fisuramiento generalmente marca el punto de un cambio significativo en la rigidez, tal como se muestra en el diagrama momento-curvatura de la Fig. 2.19 (a). Para elementos críticos que se esperan que respondan en el rango inelástico para el sismo de diseño, este estado límite tiene poca importancia, debido a que es probable que sea excedido inclusive con menores excitaciones sísmicas. Este estado límite, sin embargo, podría ser importante para elementos que son esperados que respondan esencialmente en el rango elástico para el sismo de diseño. Por ejemplo, la rigidez apropiada a ser usada en una superestructura presforzada bajo respuesta longitudinal no dependerá si el estado límite de fisuramiento es excedido o no.

(ii) Primer estado límite de fluencia

Un segundo cambio significativo en la rigidez ocurre en el inicio de la fluencia en el refuerzo extremo a tensión. Este estado límite es útil para definir la rigidez apropiada a ser usada en análisis elásticos de sistemas dúctiles usando reglas simplificadas de histéresis como la regla elasto-plástica o de respuesta bilineal.

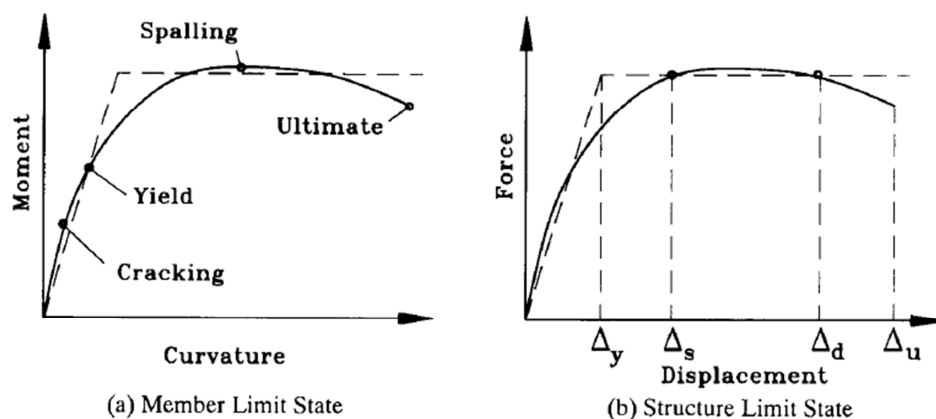


Figura 2.19: Estados límites de diseño (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(iii) Estado límite de desprendimiento (spalling)

Con secciones sin confinar, el comienzo del desprendimiento del recubrimiento de hormigón podría ser un estado límite significativo, particularmente para secciones sujetas a altos niveles de compresión axial, donde el desprendimiento es típicamente asociado con el inicio de la rigidez negativa y posiblemente la pérdida repentina de resistencia. Excedencia de este estado representa una condición local que puede esperarse que requiera acciones de reparación. Para secciones bien confinadas, esto es más probable que sea la única significancia de exceder este estado límite, debido a que se espera que la sección resista deformaciones mayores sin esfuerzos excesivos, y la resistencia podría en realidad continuar incrementándose.

(vi) Estado límite último

La definición del estado límite último es de alguna manera subjetiva. Es algunas veces relacionada a un evento físico extremo, como una fractura del refuerzo por confinamiento en una zona potencial de articulación plástica, lo cual resulta en una caída repentina de la resistencia y obviamente deterioro físico. Otra definición común es el estado existente cuando la resistencia lateral ha disminuido en una cantidad específica (20% es comúnmente usado) de la resistencia máxima alcanzada. Ninguna definición realmente corresponde a una condición última, debido a que por lo menos alguna resistencia residual es mantenida para nuevos aumentos en los desplazamientos. Sin embargo, la ocurrencia de rigidez negativa de la relación momento-curvatura es causa de preocupación bajo respuesta dinámica, debido a que esto implica redistribución de la energía de deformación a partir de porciones de la estructura que responden elásticamente hasta la sección con rigidez negativa. Análisis y ensayos ***shake-table*** han mostrado que esto podría ser una condición potencialmente desastrosa.

(b) ESTADOS LÍMITES DE LA ESTRUCTURA

(i) Estado límite de serviciabilidad

Como se notó anteriormente, los sismos relativamente frecuentes no deberían perjudicar la funcionabilidad del puente. Esta condición podría ser tomada como la ocurrida cuando el tráfico es parado, o restringido después de un terremoto, mientras se realizan medidas de remediación. El desprendimiento del recubrimiento no debería haber ocurrido, y los anchos de grieta deberían ser lo suficientemente pequeños como para no necesitar inyección de lechada. El factor de desplazamiento dúctil para lo cual esto ocurre depende de las propiedades de la sección, nivel de carga axial, y ductilidad de la estructura, pero un valor aproximado de alrededor de $\mu_{\Delta} = 2$ es típico, aunque valores menores son considerados apropiados in muchos países. La probabilidad aceptable para la ocurrencia de un sismo correspondiente al estado límite de serviciabilidad dependerá del nivel de importancia del puente. Como consecuencia, este estado límite es algunas veces referido como un ***estado límite de funcionabilidad***. Por lo tanto para puentes estándares de no tanta importancia, el estado límite de serviciabilidad podría ser escogido para corresponder a un nivel de agitación probable que ocurra una vez cada 50 años. Para puentes esenciales que

requieren un alto grado de protección para preservar la funcionalidad durante el periodo de emergencia después de un terremoto, sería apropiado un terremoto con un periodo de ocurrencia menor. Actualmente no es una práctica común el requerir una evaluación específica del estado límite de serviciabilidad. Sin embargo, es evidente que este estado límite es una función de diseño importante para puentes esenciales.

(ii) Estado límite de control de daño

Frente un sismo de diseño de menor probabilidad de ocurrencia comparado al estado límite de serviciabilidad, una cierta cantidad de daño reparable podría ser permitido. El daño podría incluir desprendimiento del recubrimiento del concreto requiriendo remplazo del mismo, y la formación de fisuras anchas requiriendo inyección de lechada de hormigón para evitar problemas de corrosión. Si embargo, el aspecto esencial de respuesta a este estado límite es que la reparación requerida debería esencialmente ser ***superficial***. Por lo tanto no debería ocurrir fractura del refuerzo transversal o pandeo del refuerzo longitudinal, y el núcleo de hormigón en las regiones de articulación plástica no debería necesitar ser remplazado. La agitación del terreno de intensidad probable para inducir respuesta correspondiente al estado límite de control de daño debería tener una baja probabilidad de ocurrencia durante

la vida útil de la estructura. Con puentes bien diseñados, este estado límite generalmente corresponde a factores de ductilidad de desplazamiento en el rango de $3 \leq \mu_{\Delta} \leq 6$, aunque un límite superior de $\mu_{\Delta} = 4$ podría ser apropiado en Europa.

(iii) Estado límite de supervivencia

Es importante que exista una reserva de capacidad sobre la correspondiente al estado límite de control de daño, para asegurar que durante la agitación más fuerte del terreno considerada factible para el sitio, no ocurra el colapso del puente. La protección contra la pérdida de la vida humana es el asunto principal en este estado límite y debe ser de alta prioridad en todas las filosofías de diseño. En este estado límite se podría esperar grandes daños en la estructura, por lo que no sería económicamente o técnicamente factible la reparación del puente después de un terremoto. Por lo tanto la demolición y remplazo de la estructura podría ser requerido.

Aunque el estado límite de supervivencia es un asunto crítico, su determinación ha recibido relativamente poca atención. Es tal vez una verdad obvia afirmar que este estado límite corresponde a la condición cuando el puente ya no es capaz de soportar sus cargas gravitacionales y por lo tanto

colapsa, pero esta es una manera efectiva de definir el estado límite. Incluso cuando la resistencia lateral de una sección crítica del puente ha sido substancialmente reducida, la estructura podría todavía ser estable, debido a que los desplazamientos de respuesta lateral esencialmente tienen una cota superior para cualquier evento sísmico dado.

El colapso de una estructura ocurrirá cuando la capacidad a carga gravitacional sea reducida por debajo del nivel de las cargas gravitacionales existentes, como resultado de una falla completa por cortante o desintegración de la articulación plástica de la columna. Alternativamente, el colapso resulta a partir de una falla de estabilidad, cuando los momentos $P - \Delta$ excedan la capacidad residual de las columnas del puente, tal como se muestra en la Fig. 2.20. Si la capacidad de desplazamiento último valorada a partir de la intersección de la resistencia y las curvas $P - \Delta$ excede la máxima esperada en el sismo con nivel de supervivencia, el colapso no debería ocurrir.

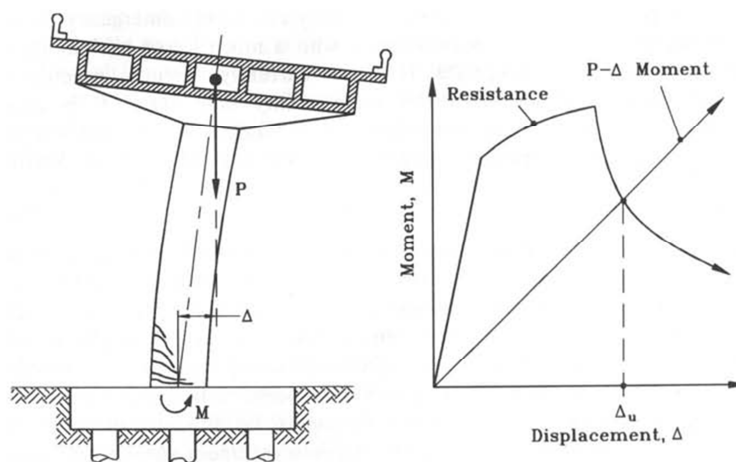


Figura 2.20: Colapso de una columna de puente debido al efecto $P - \Delta$
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

2.3 PROCESO DE DISEÑO

El diseño sísmico es solo una parte de todo el proceso de diseño. El requerimiento funcional más importante consistirá en proveer al puente de alguna forma de tráfico o flujo de material. Para la **superestructura** el caso de carga que controla será a menudo el peso propio, mientras que para puentes sujetos a acciones sísmicas importantes, el diseño de la subestructura el cual incluye columnas, vigas cabezales y pilas, será gobernado por las fuerzas sísmicas laterales y los desplazamientos. Por lo tanto el diseño sísmico no puede ser considerado de forma aislada del proceso completo de diseño. Sin embargo, algunos de los aspectos más pertinentes del diseño sísmico siguen una secuencia particular de etapas de diseño.

2.3.1 Diseño Conceptual

Un elemento clave para el éxito de una estructura de puente en encontrar el desempeño requerido para el sismo de diseño es la elección del sistema estructural por parte del diseñador. La mayoría de los parámetros a escoger como aspectos fundamentales como el ancho, alineamiento, longitud, y número de tramos estarán gobernados por restricciones no sísmicas, las cuales resultan a partir del flujo de tráfico y de las propiedades del suelo presente en el sitio. Sin embargo, generalmente es posible alguna flexibilidad, por lo que deberían considerarse aspectos sísmicos como si el puente va a consistir de una serie de tramos simplemente apoyados o si son continuos, si debería ser construido con conexiones monolíticas con las pilas internas o con los estribos finales, o soportado por apoyos de neopreno. La posición y el número de juntas internas de movimiento deberían ser considerados.

Inclusive mayor flexibilidad será normalmente posible en la elección del tipo de pila. La elección entre columna simple y soportes de varias columnas, sección transversal y el tipo de cimentación; todas afectan la respuesta sísmica por lo que no deberían ser escogidas basándose solamente en el requerimiento funcional del puente.

2.3.2 Modelado y análisis

Con la sismicidad del sitio establecida, y una o más opciones estructurales escogidas para una evaluación más detallada, los análisis son necesarios para establecer fuerzas de diseño y desplazamientos. Un número de niveles de aproximación analítica son posibles para acciones sísmicas, que van de análisis simples bajo fuerzas laterales equivalentes que representan las acciones sísmicas hasta análisis tiempo-historia inelásticos tridimensionales bajo registros de terremotos que representan la excitación tridimensional del terreno.

Generalmente, los modelos relativamente simples son los más apropiados para esta etapa, porque las resistencias y rigideces de los elementos no serán todavía conocidas y por las incertidumbres asociadas con la simulación del movimiento del terreno. Un análisis altamente sofisticado en esta etapa puede dar un falso sentido de confianza en los resultados analíticos, particularmente entre diseñadores con poca experiencia. Debe apreciarse que incluso los análisis más sofisticados hacen grandes aproximaciones acerca de las propiedades estructurales y condiciones de frontera, como el comportamiento de las juntas de movimiento y los efectos de la iteración suelo-estructura. Inclusive más aproximada es la suposición de la distribución

espacial del registro sísmico. La suposición común que todos los soportes de un puente de varios tramos se desplazan de forma sincronizada no tiene sentido para un puente largo de varios tramos.

En esta etapa del diseño, es más importante modelar la rigidez de la estructura correctamente, para asegurar que los niveles de desplazamiento calculados son del orden correcto. Esto implica una evaluación cuidadosa del estado de fisuramiento para niveles altos de respuesta, debido a que la respuesta en el estado no fisurado es de poca importancia. Los análisis simples de colapso plástico, o análisis donde la rigidez de los elementos en fluencia es reducida para representar la rigidez efectiva final para la máxima respuesta, son probablemente los más útiles.

Varios modelos analíticos y una breve reseña de los fundamentos de la respuesta dinámica son considerados en el **Capítulo 3** de esta tesis. Los modelos más sofisticados son incluidos principalmente por su relevancia para la etapa de revisión del diseño.

2.3.3 Diseño y detallamiento

El aspecto más importante del diseño es la revisión cuidadosa de las resistencias relativas y capacidades de deformación de varios elementos del sistema resistente de fuerza lateral del puente. Las ubicaciones de las articulaciones plásticas deben ser detalladas con el fin de que sean capaces de resistir los niveles requeridos de deformación inelástica bajo el sismo de diseño dentro de los criterios de rendimiento para daño aceptable. Debido a la incertidumbre de las características del movimiento del terreno para la cual el puente estará expuesto durante su vida útil, las estimaciones de la capacidad de deformación deberían ser conservadoras. El énfasis en el diseño de las regiones de articulación plástica es fuertemente en la capacidad de deformación, con la resistencia siendo de alguna importancia pero definitivamente jugando un rol secundario.

Los elementos del puente a ser protegidos de respuesta inelástica son diseñados por consideraciones de resistencia, usando enfoques de diseño por capacidad, para asegurar que el mecanismo de articulación plástica designado pueda desarrollarse y que todos los modos de deformación no dúctiles sean inhibidos. A pesar de las incertidumbres acerca del sismo de diseño, este objetivo puede ser alcanzado con un alto grado de certeza.

El enfoque de diseño por capacidad es desarrollado en detalles en el Capítulo 5. El énfasis está en el entendimiento del rendimiento y diseño de las secciones basado en los primeros principios. El proceso no seguirá cualquier enfoque específico de un código, pero se refiere a varios cuando sea apropiado, principalmente en el sentido comparativo relacionado a los enfoques de diseño propuestos. Existe mucho énfasis en la estimación de la capacidad de desplazamiento y rotación, lo cual está basado en métodos analíticos bien establecidos y verificados que son sencillos de aplicar pero que todavía no son parte de los procesos codificados de diseño.

2.3.4 Revisión del diseño

Habiendo completado el diseño estructural, sería apropiado volver a analizar al puente bajo la excitación sísmica para confirmar que los criterios de desempeño están siendo alcanzados. Esto será el caso particularmente para puentes esenciales. Los nuevos análisis deberían ser realizados usando un método analítico más sofisticado que el usado para el diseño básico, debido a que las propiedades de los elementos y los modos de deformación esperados, incluyendo la extensión del fisuramiento, deberían estar bien definidos en esta etapa. El propósito principal de este análisis será asegurar que las deformaciones individuales en los elementos, particularmente rotaciones en

las articulaciones plásticas, no excedan las suposiciones de diseño. Luego del análisis solo se aceptan pequeñas modificaciones del diseño. Aspectos de esta fase del proceso de diseño están incluidos en el Capítulo 3 de esta tesis

CAPÍTULO III:

ANÁLISIS Y

MODELAJE

ESTRUCTURAL PARA

PUENTES

CAPÍTULO III.

ANÁLISIS Y MODELAJE ESTRUCTURAL PARA PUENTES

3.1 EVALUACIÓN SÍSMICA DE PUENTES Y HERRAMIENTAS DE DISEÑO.

La cuantificación de la respuesta sísmica de un puente en términos de los desplazamientos estructurales, fuerzas en los miembros y deformaciones locales es lograda con la ayuda de modelos matemáticos y técnicas de análisis. Las herramientas más comunes de análisis y modelaje para cuantificar la evaluación de respuesta sísmica de puentes son discutidas en este capítulo en términos de su utilidad, aplicabilidad y limitaciones, para proveer al lector de directrices específicas y generales para el desarrollo apropiado del modelo y la ejecución del análisis.

El modelaje y análisis sísmico de estructuras de puentes han logrado una mayor evolución en las últimas décadas ligado al rápido desarrollo de la tecnología digital. Los análisis estáticos y dinámicos de puentes experimentaron mayores avances cuando se desarrollaron las técnicas de elementos finitos a mediados de 1950 y 1970, cuando los primeros textos autorizados sobre la dinámica estructural e ingeniería sísmica fueron escritos. Dentro de un corto tiempo las limitaciones de los cálculos manuales y

estrategias de soluciones iterativas fueron remplazadas por mejoramiento continuo de hardware y herramientas de software, haciendo posible el modelado de sistemas de varios pórticos en puentes y analizar su respuesta dinámica tiempo historia para introducir aceleraciones de suelo a lo largo de la longitud del puente, considerando el material y los efectos geométricos no lineales.

Sin embargo este avance en capacidades computacionales no ha sido del todo reflejado en el mejoramiento para el diseño de nuevas o mejoramiento sísmico de puentes existentes. Por el contrario, más sistemas innovadores en puentes han sido diseñados y nuevas técnicas de construcción fueron desarrolladas sin el uso de computadores y el modelado avanzado y herramientas de análisis actualmente disponibles a veces parecen perjudicar en vez de ayudar al proceso de diseño de nuevas o estructuras existentes sujetas a cargas sísmicas. Este desarrollo desafortunado puede ser atribuido al hecho de que debido a su complejidad y especialización, estos análisis y modelos avanzados han desarrollado una existencia y no son vistos como una herramienta para ayudar a uno de los muchos pasos dentro de todo el proceso de diseño. Preferentemente los modelos globales y análisis complejos

son frecuentemente usados como la herramienta de toda la evaluación sísmica del puente o esfuerzo de diseño.

La naturaleza desconocida de un evento sísmico, la incertidumbre de las propiedades de los materiales, y las condiciones de frontera desconocida, entre otras imponderables, no dan soporte a un enfoque pero sugieren que un proceso de diseño el cual se trata iterativamente con todas estas incertidumbres en vez de modelos matemáticos determinados y necesidades de análisis para ser el guía. Por lo tanto, similar al concepto de selección y detallamiento, el modelado y el análisis debe ser una parte integrada de toda la evaluación y diseño sísmico del puente, proporcionando las herramientas necesarias para cuantificar las demandas y capacidades sísmicas.

Es una destreza seleccionar el modelo y el tipo de análisis más apropiado para cuantificar aspectos de diseño específicos que requieren un entendimiento profundo de:

- 1)** Todo el proceso de diseño sísmico.
- 2)** La respuesta dinámica del puente bajo cargas sísmicas.
- 3)** Las consecuencias de malas aproximaciones en el modelado.
- 4)** El modelaje y técnicas de análisis disponibles, con todas sus limitaciones.

Por lo tanto, similar al diseño conceptual y detallamiento, se requiere experiencia para seleccionar el modelo y la herramienta de análisis más apropiada. En este capítulo solo podemos proveer y revisar algunas de estas herramientas y guías para su útil aplicación.

Además, a pesar de la disponibilidad de los modelos avanzados y herramientas de análisis, todavía existen muchas características de respuesta sísmica para puentes donde el entendimiento físico limitado por el mecanismo de respuesta actual no hace válida la aplicación de modelos matemáticos complejos, desde que los parámetros de ingreso no están listos. Las áreas donde existen problemas en el modelaje de respuesta sísmica de puentes y análisis que siguen necesitando entendimiento, desarrollo y mejoramiento son:

- 1) Interacción suelo estructura en estribos y pilas.
- 2) Caracterización del movimiento de juntas.
- 3) Histéresis, características de la carga de deformación y amortiguamiento.
- 4) Cortante e interacción flexionante con incrementos de ductilidad.
- 5) Deformaciones en juntas y regiones de conexión.
- 6) Interacción dinámica de las secciones del puente con diferentes características de respuesta y/o excitaciones sísmicas no sincronizadas.

En lo siguiente, se hace un intento para proveer una guía para el modelaje sísmico de puentes y análisis en general y para direccionar algunos de los aspectos críticos mencionados anteriormente. Primero se evalúa el propósito del modelaje y el análisis para diseño y evaluación sísmica de puentes seguido por una revisión limitada de algunos de los fundamentos en la respuesta dinámica de puentes.

3.2 Objetivos del Análisis y Modelado Estructural

El objetivo principal del modelado y las herramientas de análisis es la cuantificación de la respuesta sísmica de puentes en términos de las fuerzas en elementos, desplazamientos y deformaciones estructurales. Esta cuantificación es necesaria para el diseño de nuevos puentes y para mejoramiento sísmico de puentes existentes. Para el dimensionamiento y detallamiento de puentes nuevos, se usan modelos y herramientas de análisis para determinar la demanda sísmica en forma de fuerzas y deformaciones, mientras que para el mejoramiento sísmico de puentes existentes se enfatiza en la deformación disponible y en la cuantificación de la resistencia.

Los modelos desarrollados para cuantificar la demanda sísmica se basan a menudo en el pre-dimensionamiento de elementos usando secciones transversales efectivas, materiales nominales o de diseño. Para determinar la

demanda sísmica se desarrollan modelos que representan todo el sistema estructural (*globales*) y se emplean análisis lineales con el fin de obtener las fuerzas para un sismo estático o dinámico equivalente. Basándose en estas fuerzas, con las dimensiones y detallamiento se puede calibrar el modelo si es necesario.

Estos análisis se emplearán para determinar:

- 1) La resistencia flexionante de zonas plásticas críticas.
- 2) La resistencia requerida de miembros que serán diseñados usando consideraciones de diseño por capacidad.

El último paso consiste en comparar la demanda con los resultados de capacidad, lo cual requiere la determinación de desplazamientos equivalentes o fuerzas elásticas obtenidas del modelo de diseño o mejoramiento. Solo un análisis tiempo-historia u otros análisis no lineales combinan el componente no lineal y una excitación sísmica simulada para una respuesta sísmica directa. Las herramientas de modelado y análisis disponibles para la cuantificación de demanda sísmica y capacidades de carga se discutirán en las siguientes secciones.

Dentro del proceso de análisis sísmico para puentes, el modelado es la herramienta que facilita la formulación matemática de la geometría y el comportamiento característico del prototipo del puente. La formulación de un modelo matemático para describir el dominio geométrico del modelo es referida como una **discretización** ya que los elementos matemáticos discretos, sus conexiones e iteraciones son usados para describir el comportamiento del prototipo. Varios niveles de discretización son posibles dentro del desarrollo del modelo matemático, que van desde modelos fenomenológicos con parámetros agrupados y modelos con componentes estructurales hasta modelos con elementos finitos detallados, tal como se hace referencia en la Fig. 3.1.

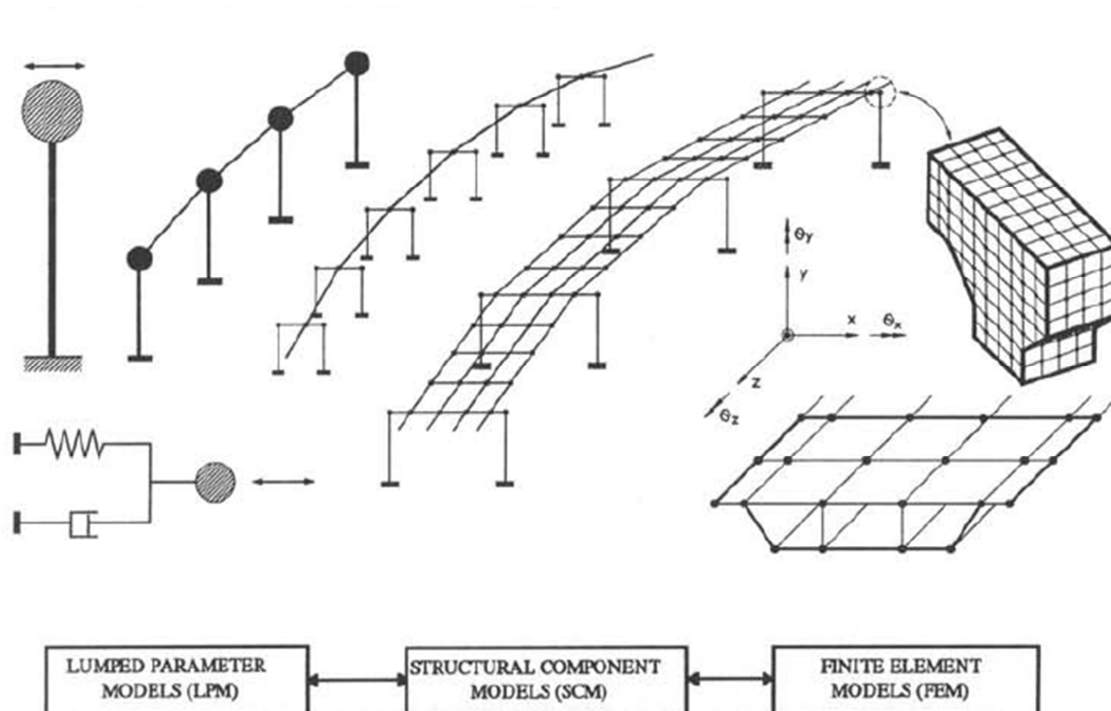


Figura 3.1: Niveles de modelaje para análisis sísmico de puentes (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

- **Modelos con Parámetros Agrupados (LPMs):** En los cuales las características del puente tales como la masa, rigidez y amortiguamiento son convenientemente agrupadas o concentradas en ubicaciones discretas, son simples en su formulación matemática pero requieren conocimiento significativo y experiencia para formular relaciones fuerza-desplazamiento equivalentes de los pocos elementos idealizados con el fin de representar el comportamiento prototipo del puente.

- **Modelos con componentes estructurales (SCMs):** Se basan en subsistemas estructurales idealizados que están conectados para parecerse a la geometría general del prototipo del puente, y la caracterización de la respuesta fenomenológica está dada en la manera de relaciones fuerzas - deformación para cada componente estructural o subsistema.
- **Modelos con Elementos Finitos (FEMs):** Discretizan los datos de la geometría del puente con un gran número de elementos pequeños con características de rendimiento derivadas directamente de los materiales estructurales constituyentes. El esfuerzo de la discretización de la geometría aumenta significativamente desde los modelos con parámetros agrupados, los modelos con componentes estructurales hasta los modelos a base de elementos finitos, y puede ser cuantificado por el número de cantidades de respuesta desconocidas. Debido a que la mayoría de los modelos de análisis en puentes se basan en desplazamientos, estas cantidades de respuesta desconocidas son típicamente expresadas en la forma de deformaciones independientes en los nodos o juntas, y éstas son referidas como ***grados de libertad (DOFs)***, donde el movimiento de una

magnitud a determinar es posible. Por el otro lado, el trabajo de modelado en términos de caracterización de elementos individuales puede ser considerado como un gran sistema de muchos grados de libertad en FEMs pero esto requiere juicio y criterio profesional para SCMs y LPMs. El trabajo para el modelado también aumenta, cuando en vez de comportamiento lineal elástico, monotónico no lineal o respuesta cíclica no lineal, los modelos necesitan ser desarrollados. Simultáneamente, el trabajo para realizar el modelado aumenta significativamente cuando en vez de análisis lineales estáticos, se realizan análisis no lineales y/o análisis tiempo historia. La discretización combinada y el esfuerzo computacional es la razón por la que frecuentemente los modelos y discretizaciones más complejas son desarrolladas por técnicas de análisis más simples, mientras las discretizaciones más simples son utilizadas en procedimientos de análisis más complejos.

La correcta elección del modelado y herramientas de análisis dependen de:

- 1.** La cantidad de respuesta esperada para la cual se realiza el análisis del puente y el nivel de aproximación necesitada.
- 2.** El diseño o estado límite de evaluación para el cual se analiza el modelo del puente.

3. La importancia de la estructura del puente y para cual grado se obtienen mejores resultados a través del uso de herramientas más complejas.
4. La calificación y experiencia del diseñador y para cual grado con resultados detallados puede ser utilizado en el diseño o en el proceso de evaluación de vulnerabilidad.

Es importante enfatizar que tanto el modelo como el análisis son vistos como herramientas, las cuales deberían ser usadas selectivamente dentro del diseño sísmico del puente para calcular la respuesta sísmica de su estructura. Ambos sets de herramientas de diseño se discuten en mayor detalle en las secciones siguientes de este capítulo.

3.3 Fundamentos del Comportamiento Sísmico en Puentes: Dinámica Estructural

Para aplicar el modelo y las herramientas de análisis apropiadas para el problema de respuesta sísmica en puentes, se requiere un entendimiento general de algunos de los principios de la dinámica estructural. Estos principios que se relacionan directamente a diseños simplificados y evaluaciones de puentes son revisados de forma detallada con procedimientos de solución numérica para las ecuaciones diferenciales que

gobiernan se dejan para consultar en textos de dinámica estructural e ingeniería sismo-resistente.

Los ejemplos desarrollados en esta sección para demostrar algunos de los principios de análisis de dinámica estructural, representan **modelos simplificados** de puentes con el fin de enfocarse en las herramientas de análisis en lugar de representar un prototipo aproximado de un puente. Los modelos y técnicas refinadas que representan la respuesta sísmica más probable se revisarán en la **Sección 3.4**.

3.3.1 Comportamiento Dinámico en Puentes: Ecuación de Movimiento

La excitación dinámica y respuesta de un puente sujeto a un sismo en la forma de aceleraciones de terreno $u_{g(t)}''$ se puede explicar mejor por medio de un **modelo de un sistema de 1 grado de libertad (SDOF)**, tal como se muestra en la Fig. 3.2.

El SDOF simplificado para una pila compuesta por una columna sujeta a un movimiento sísmico transversal puede proveer una aproximación de la verdadera respuesta sísmica del prototipo del puente, siempre y cuando el puente sea recto y consista de un gran número de luces y pilas de igual altura

y rigidez, tal como se muestra en la Fig. 3.2 (a), con todas las pilas expuestas a la misma aceleración del suelo $u_{g(t)}$ perpendicular al eje del puente, y con una superestructura que se puede asumir que se mueve como un cuerpo rígido.

Para estas suposiciones simplificadas, la respuesta de todas las pilas será la misma, como la respuesta de todo el puente y puede ser representada por una sola columna con una masa tributaria desde la mitad de las dos luces adyacentes de la superestructura.

En este modelo simplificado se asume que la masa está concentrada en la parte superior de la columna, a una altura H sobre el nivel del terreno, lo cual representa la distancia al centroide de la masa de la superestructura. La rigidez del voladizo (cantiléver) de un puente asumiendo que no tiene masa puede ser expresado por k , lo cual representa la fuerza requerida para producir un desplazamiento unitario en el centro de la masa, en relación a la base de la columna. Además, si el sistema de amortiguamiento de un puente puede ser expresado en la forma de amortiguamiento viscoso, la fuerza de amortiguamiento requerida para resistir una velocidad unitaria en el centro de la masa puede ser expresado como c .

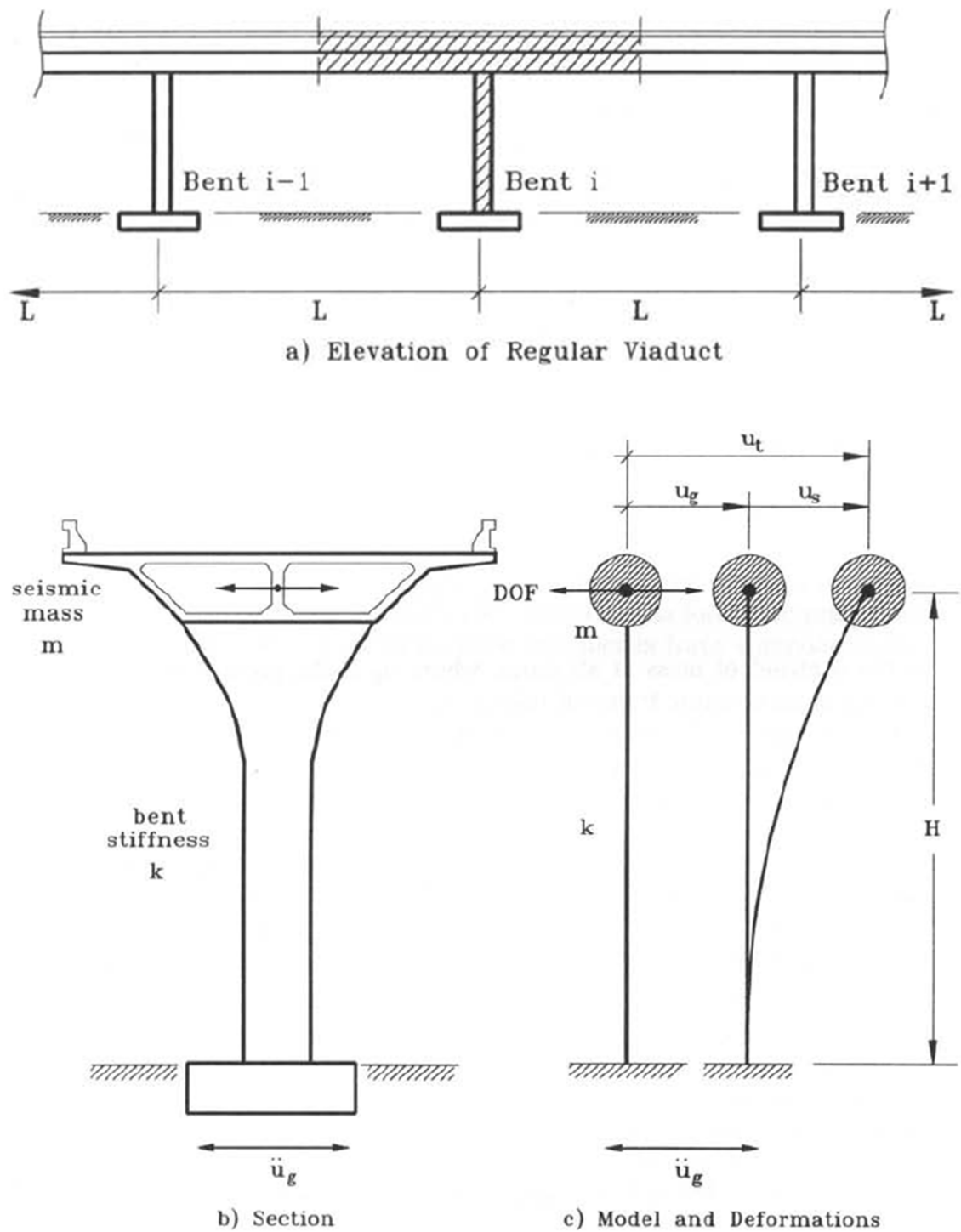


Figura 3.2: Modelo de respuesta dinámica transversal del puente (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Para describir la respuesta dinámica de este modelo simplificado se requiere tener en cuenta la diferencia entre **desplazamiento estructural** u_s de una pila en cantiléver y el desplazamiento total en la forma de:

$$u_t = u_s + u_g \quad (3.1)$$

Siempre en el centroide de la masa, donde u_g es el **desplazamiento del terreno** en relación a un sistema de coordenadas de referencia absoluto.

Para el equilibrio de todas las fuerzas actuando en el sistema de un grado de libertad se requiere:

1. La **fuerza de inercia** $f_i(t) = m\ddot{u}_t(t)$, la cual resiste la aceleración total de la masa sísmica m .
2. La **fuerza de amortiguamiento viscoso** $f_a(t) = c\dot{u}_s(t)$, la cual resiste la velocidad de la masa m a través de amortiguamiento en la pila expresada en la forma de amortiguamiento viscoso equivalente.
3. La **fuerza de restauración** $f_s(t) = ku_s(t)$, la cual resiste la deformación estructural u_s en la pila del puente, a manera de energía interna almacenada de deformación.

Estas fuerzas pueden combinarse en una ecuación de equilibrio de primer orden para el grado de libertad desconocido de la siguiente manera:

$$m(\ddot{u}_g + \ddot{u}_s) + c\dot{u}_s + ku_s = 0 \quad (3.2)$$

o

$$m\ddot{u}_s + c\dot{u}_s + ku_s = -m\ddot{u}_g \quad (3.3)$$

la cual representa la **ecuación de movimiento** para el modelo de un grado de libertad que se muestra en la Fig. 3.2 (c) bajo aceleraciones sísmicas transversales.

La misma formulación del SDOF para el modelo de una pila compuesta por una columna (Fig. 3.2) puede ser usada también cuando la contribución de masa significativa de una pila no justifica la suposición de una columna sin masa. Un sistema generalizado SDOF, denotado por * puede ser formulado para un desplazamiento simple $u^*(t)$ siempre y cuando la deformación general de la columna durante una respuesta sísmica se pueda definir como:

$$u(x, t) = \psi(x)Z(t) \quad (3.4)$$

donde $\psi(x)$ denota las formas de la deformada de vibración y $Z(t)$ representa su variación con el tiempo.

A continuación una breve explicación de los 3 parámetros estructurales de masa, rigidez y amortiguamiento que están relacionados a la respuesta dinámica del puente.

(a) Masa

La masa del sistema de un puente, la cual contribuye a la respuesta sísmica en forma de fuerzas de inercia, puede ser clasificada por el peso W_s de la porción móvil del puente dividido para la constante gravitacional g ;

$$m = \frac{W_s}{g} = \frac{W_s}{9.807 \text{ m/s}^2} = \frac{W_s}{32.2 \text{ ft/s}^2} \quad (3.5)$$

Dos tipos de fuerzas de inercia pueden contribuir a la respuesta dinámica del puente, éstas son traslacional y rotacional. Cuando las fuerzas se toman como referencia al centroide de masa de un miembro, estas dos componentes de fuerzas de inercia pueden expresarse como:

$$\begin{aligned} f_i^T(t) &= m\ddot{u}(t) \\ f_i^R(t) &= j\ddot{\theta}(t) \end{aligned} \quad (3.6)$$

Donde m representa la masa traslacional y j el momento de masa rotacional de inercia sujeto a las aceleraciones traslacionales y rotacionales $\ddot{u}(t)$ y $\ddot{\theta}(t)$, respectivamente.

Para los sistemas de puentes la mayor parte de la masa o peso sísmico es típicamente contribuido por la superestructura del puente y puede frecuentemente ser expresado como una masa distribuida \bar{m} a lo largo de la longitud del puente. Ya que la rigidez en el plano axial y rigidez a flexión de la superestructura de un puente son generalmente grandes comparadas a la

rigidez lateral de las columnas de soporte, es razonable asumir un sistema dinámico de cuerpo rígido para la superestructura con referencia al centroide de masa. Para el ejemplo de un pórtico de cuatro pilas de la Fig. 3.3 con una superestructura rígida de plano interno de masa $\bar{m}(x) = \bar{m} = const.$ como se muestra en la Fig. 3.3(a) y (b), la masa concentrada puede ser expresada como:

$$m = \bar{m}L \quad (3.7)$$

para el movimiento traslacional del centroide de masa,

y como:

$$J = \int_{-L/2}^{L/2} \bar{m}(x) x^2 dx = \frac{\bar{m}L^3}{12} = \frac{mL^2}{12} \quad (3.8)$$

para la rotación alrededor del eje vertical a través del centro de masa.

Cuando la longitud L del marco no es significativamente mayor que el ancho B de la superestructura (por ejemplo para viaductos anchos de varios carriles), el momento de inercia de masa rotacional puede expresarse como:

$$J = m \frac{L^2 + B^2}{12} \quad (3.9)$$

para cuando $B \ll L$ toma la forma de la Ec. (3.8).

Los efectos de la inercia rotacional en el eje longitudinal del puente pueden ser más significantes que aquellos en el eje vertical. Desplazamiento lateral del centro de masa de una sola pila de columna, así como se muestra en la Fig. 3.2 (b), estará acompañada de desplazamientos verticales de las esquinas de la superestructura de una magnitud que puede compararse con aquella del desplazamiento lateral, si el ancho B de la superestructura es similar a, o mayor que, la altura de pila H . El sistema no puede ser representado adecuadamente por un modelo de 1GDL (SDOF), ya que la inercia rotacional de la superestructura modificará el periodo fundamental, e inducirá momentos de magnitud significativa en el centro de masa. Estos momentos pueden ser del mismo signo o contrario al momento de la base en cualquier instante, como una consecuencia de la respuesta de dos modos de la estructura. Fallas al modelo pueden resultar en subestimación de la fuerza cortante de la columna en el proceso de diseño de capacidad de la Sección 5.3. En estos casos, el momento de inercia de masa rotacional es usado en un modelo de dos modos que está dado por la Ec. (3.9) con $L=0$. Alternativamente, la pila puede ser modelada como una representación de dos masas, donde la masa de inercia m es representada por dos masas de

0.5m ubicadas en el radio de giro $r = B/(12)^{0.5}$ en ambos lados de la columna, en la línea de centro de la viga.

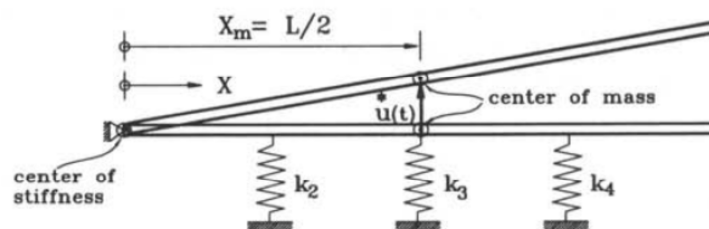
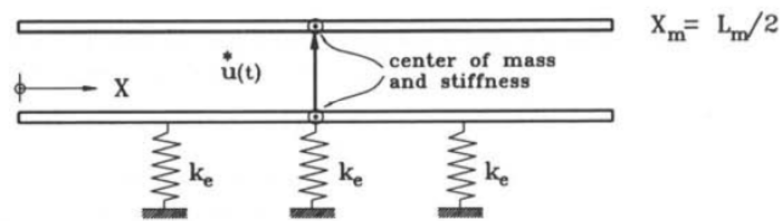
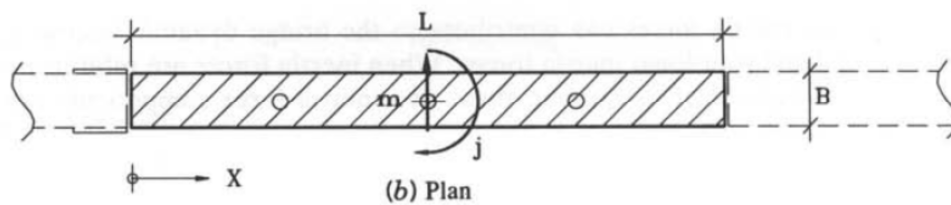
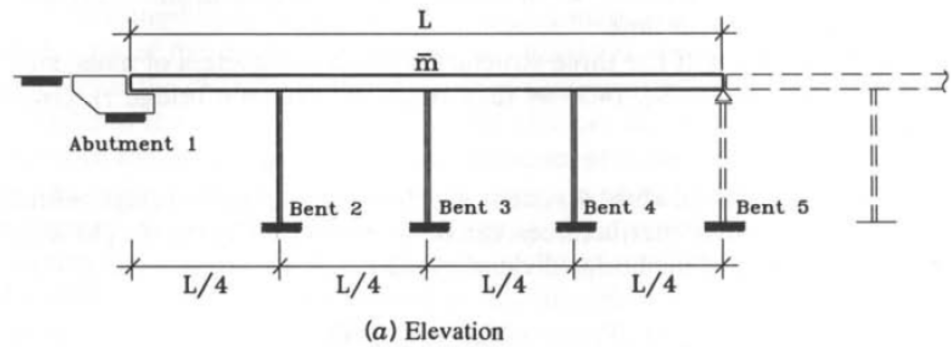


Figura 3.3: Pórtico de un puente de varias pilas
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

El caso más simple de modelo de masa utilizado en muchos diseños preliminares de puentes y análisis de asentamiento asume que toda la masa del puente está concentrada en la superestructura y que la masa de la pila del puente es despreciable. Para el caso de una sola columna con conexión monolítica a la superestructura, mostrado en la Fig. 3.4(a), toda la masa de la superestructura m puede ser concentrada en el centroide de la superestructura si contribución alguna de la pila que se asume sin masa. A pesar de ello, si la masa del pilote de puente es grande, una masa tributaria de la columna del puente de altura libre de H_c puede ser añadido a la masa de superestructura en la altura H . La cantidad de masa tributaria de columna a ser añadida al grado de libertad de desplazamiento generalizado $u^*(t)$ en el centroide de la superestructura puede ser determinada como la adición de masa que resulta en la misma característica de respuesta dinámica como en el sistema que toma la naturaleza distribuida de la columna de masa en consideración.

Ya que, como se remarcó en la Sección 2.2, se espera que las columnas de puente formen rótulas plásticas de flexión bajo sismos de diseño, y luego a la formación de rótulas plásticas, la mayoría de los desplazamientos de puente pueden ser atribuidos a rotaciones inelásticas en estas rótulas plásticas de

columna, es razonable asumir un modelo de deformación lineal entre las ubicaciones de rótula para la respuesta de la columna del puente, como se muestra en la Fig. 3.5. Con la configuración de la deformada de la columna $\psi(x)$ expresada como:

$$\psi(x) = \frac{1}{H_c} x \quad (3.10)$$

Y una masa uniformemente distribuida \bar{m}_c asumida a lo largo de la altura de la columna, la masa generalizada m^* la cual caracteriza las contribuciones de a masa de columna distribuida al desplazamiento generalizado GDL (DOF) u^* puede ser expresado para los componentes de masa m y j de las ecuaciones (3.7) y (3.8) en el centroide de la columna ($x_c = H_c/2$) como:

$$m^* = \bar{m}_c [\psi(x_c)]^2 + j [\psi'(x_c)]^2 \quad (3.11)$$

Resultando en una contribución de masa generalizada desde la columna de

$$m^* = \bar{m}_c H_c \left(\frac{1}{4} \right) + \frac{\bar{m}_c H_c^3}{12} \frac{1}{H_c^2} = \frac{\bar{m}_c H_c}{3} \quad (3.12)$$

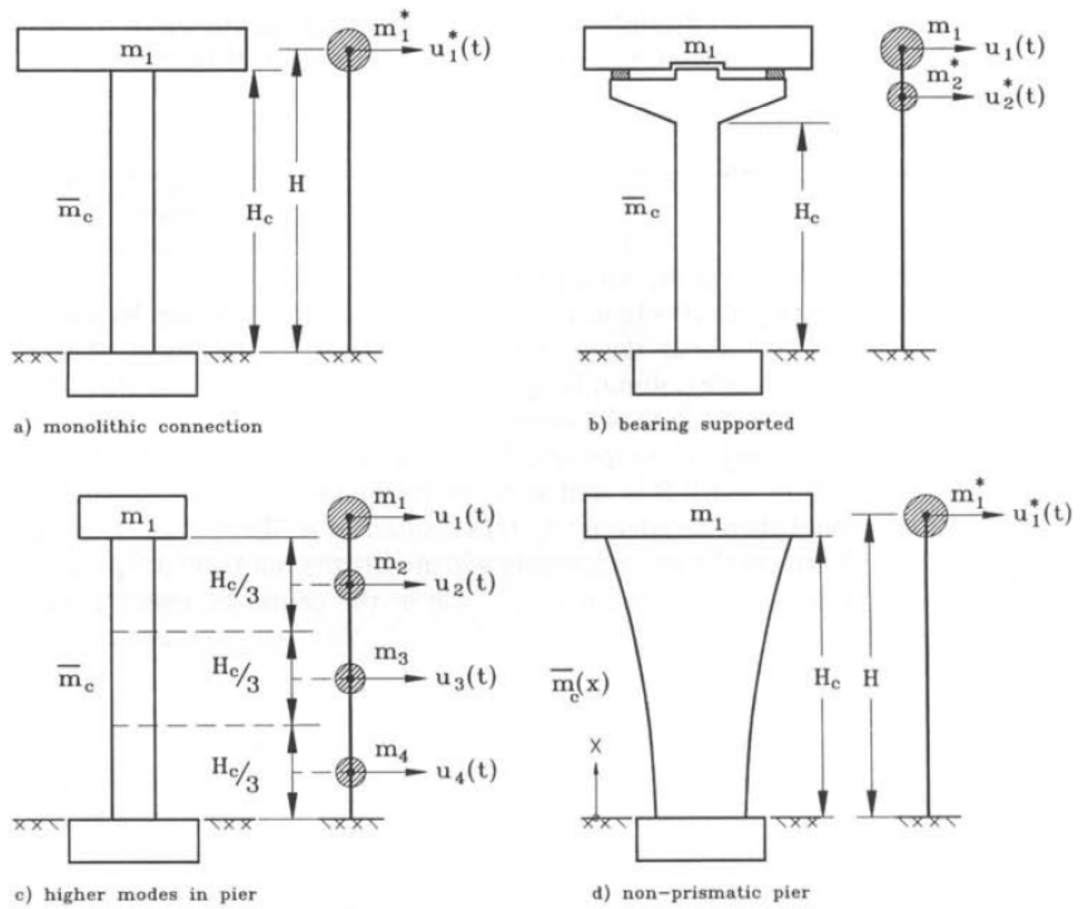


Figura 3.4: Modelos de masa simplificada para pilas de puente de una sola columna. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

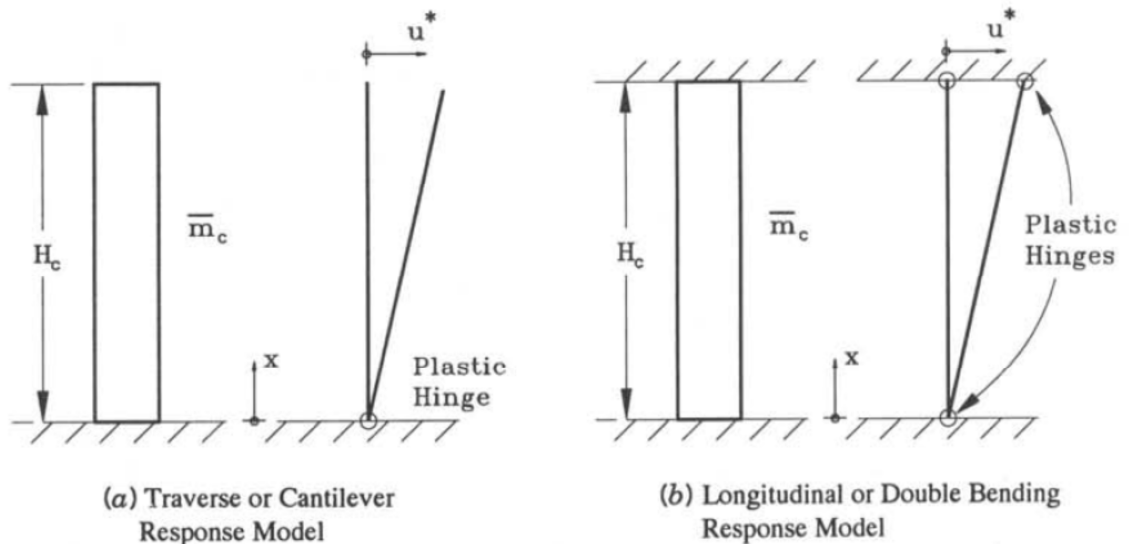


Figura 3.5: Modelos de columna con respuesta inelástica idealizada. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La altura libre de columna H_c en puentes típicos es significativamente mayor que la profundidad de la superestructura D , por lo que puede hacerse la aproximación general de $H_c \approx H$ en la Fig. 3.4, lo cual permite que la masa generalizada m^* con contribución de masa de columna tributaria de la ecuación (3.12) y masa de superestructura m de la Fig. 3.4 (a) sea expresada como:

$$m^* = m_1 + \frac{\bar{m}_c H_c}{3} \quad (3.13)$$

La decisión de cuando es importante incluir la masa de la columna puede ser hecha basada en el cambio esperado en las características de respuesta dinámica, que se muestran en la **Sección 3.3.2** que son proporcionales a la raíz cuadrada de la masa. Entonces una columna con masa total igual a la mitad de la masa de la superestructura tributaria contribuye solo $\sqrt{1 + 0.5/3} = 1.08$, o a un 8% del cambio de las características de respuesta dinámica si la formulación de la masa generalizada de la Ec. (3.13) es empleada para un modelo generalizado de 1GDL como se muestra en la Fig. 3.4 (a).

Como sea, debido a que las fuerzas elásticas máximas de miembro son aproximadamente proporcionales a la masa efectiva, en lugar que a su raíz cuadrada, se recomienda que se adopte la fórmula de la Ec. (3.13) cuando $\bar{m}_c H_c \geq 0.10 m_1$.

Para puentes donde la superestructura está sobre apoyos como se observa en la Fig. 3.4 (b), los desplazamientos incrementados en los apoyos típicamente requieren de n modelo de dos masas, masa m_1 para la superestructura y la masa m_2 para la viga cabezal y columna, y una representación de múltiples grados de libertad (MGDL) de coordenadas de desplazamiento desconocidas. La masa m_2 puede nuevamente ser derivada como masa generalizada m_2^* de la Ec. (3.13) como una sumatoria de la masa de viga cabezal y un tercio de la masa tributaria de la porción prismática de la columna.

Para columnas esbeltas donde los modos más altos pueden contribuir significativamente a la respuesta dinámica de la pila, un modelo de múltiples masas concentradas como se muestra en la Fig. 3.4 (c) puede ser utilizado. Para obtener efectos de segundo o tercer modo, al menos dos o tres ubicaciones de masa discreta y GDL's asociados deben de ser modelados. Típicamente, solo contribuciones traslacionales en la forma de la Ec. (3.7) son consideradas, pues las contribuciones rotacionales son bajas, como se puede

notar en la Ec. (3.12). Finalmente, las columnas no prismáticas con la parte superior ensanchada, como aquel de la Fig. 3.4 (d), pueden tener contribuciones significantes a la masa generalizada m^* .

La masa tributaria o generalizada en la parte superior de la columna, puede expresarse basándose en los modelos de deformación lineal de la Fig. 3.5 y una distribución de masa de columna $\bar{m}_c(x)$ como:

$$m^* = \int_0^{H_c} \bar{m}_c(x) \psi^2(x) dx \quad (3.14)$$

El cual para la forma de desplazamiento lineal de la Ec. (3.10) con los GDL de desplazamientos generalizados a la altura H de $\psi(x) = x/H$ resulta en:

$$m^* = \int_0^{H_c} \bar{m}_c(x) \left(\frac{x}{H}\right)^2 dx = \frac{1}{H^2} \int_0^{H_c} \bar{m}_c(x) x^2 dx \quad (3.15)$$

La masa generalizada m^* de la Fig. 3.4 (d) puede entonces ser expresada como:

$$m_1^* = m_1 + \frac{1}{H^2} \int_0^{H_c} \bar{m}_c(x) x^2 dx \quad (3.16)$$

Para una columna prismática con $\bar{m}(x) = \bar{m} = const.$ y lo que se asumió previamente $H = H_c$, la Ec. (3.15) resulta en la masa tributaria derivada en la Ec. (3.12) para columnas prismáticas de puentes. Así la Ec. (3.15) representa

una forma básica de la deducción de la masa generalizada para el GDL de desplazamiento de la columna a la altura H y un modo de deformación lineal.

(b) Rigidez

La fuerza de restauración $f_s(t) = ku_s(t)$ en la ecuación general del movimiento (3.3) depende de la rigidez k del sistema del puente. La rigidez transversal para pilas esbeltas de puentes puede ser expresada como:

$$k = \alpha \frac{EI_e}{H_e^3} \quad (3.17)$$

donde E es el módulo de elasticidad, I_e el momento de inercia efectivo de la sección transversal, H_e la altura efectiva de la columna, y el coeficiente α representa las condiciones de frontera. Estos parámetros que afectan la rigidez k son discutidos a continuación.

Para el pórtico del puente de la Fig. 3.3, la rigidez lateral es proporcionada por el estribo 1 y las pilas 2 a la 4. Para el caso de estribos sin restricción rotacional y traslacional idealizada, tal como se muestra en la Fig. 3.3 (c), los pilotes del puente en la deformada de la dirección transversal como cantiléver en el modo de deformación, representada en la Fig. 3.6 (a), y la rigidez para cada pila puede ser expresada como:

$$k_e^T = \alpha \frac{EI_e}{H_e^3} = 3 \frac{EI_e}{H_e^3} \quad (3.18)$$

Similarmente, en la dirección longitudinal del puente, asumiendo una superestructura rígida, *el termino de rigidez* para una columna en doble curvatura de flexión con ambos extremos totalmente restringidos contra la rotación, tal como se muestra en la Fig. 3.6 (b), puede ser expresado como:

$$k_e^L = \alpha \frac{EI_e}{H_e^3} = 12 \frac{EI_e}{H_e^3} \quad (3.19)$$

y la *rigidez total del puente* en la Fig. 3.3 (c), con una superestructura rígida y asumiendo la misma rigidez para cada pila:

$$k^T = 3k_e^T = 9 \frac{EI_e}{H_e^3} \quad y \quad k^L = 3k_e^L = 36 \frac{EI_e}{H_e^3} \quad (3.20)$$

para la respuesta longitudinal y transversal, respectivamente.

En la realidad, la flexibilidad limitada de la superestructura y la cimentación resultará en un coeficiente α más pequeño que el indicado para las condiciones ideales de frontera en la Fig. 3.6, y puede ser determinado usando cálculos estándares de rigidez directa siempre y cuando se conozcan los valores de flexibilidad de frontera. También, las rigideces rotacionales de los elementos son fácilmente encontrados en cualquier libro de análisis

estructural, en los casos de que se consideran los grados de libertad rotacionales en el análisis.

Para pilas pequeñas, donde la altura libre de la columna H_c no es significativamente más grande que el diámetro D de la columna, las deformaciones por cortante pueden llegar a ser significativas en comparación con las deformaciones por flexión. La **deformación por cortante** para una carga unitaria, o la **flexibilidad por cortante** en la Fig. 3.6 (c) puede ser expresada como:

$$f_v = \frac{H_e}{A_{ve} \cdot G} \quad (3.21)$$

donde A_{ve} representa el área de cortante efectiva y G el módulo de corte de la sección transversal de la pila. Como una regla general, las deformaciones por cortante pueden ser significativas, cuando la longitud de cortante M/V de la pila es menor que 3 veces el diámetro de la pila, o:

$$M/V \leq 3D \quad (3.22)$$

donde M y V representan el máximo momento M y su correspondiente fuerza cortante V en la pila, respectivamente. La flexibilidad por cortante f_v puede ser combinada con la flexibilidad por flexión:

$$f_b = \frac{1}{k_b} = \frac{H_e}{\alpha EI_e} \quad (3.23)$$

para formar la rigidez combinada:

$$k = \frac{1}{f_b + f_v} = \frac{1}{\frac{H_e}{\alpha EI_e} + \frac{H_e}{A_{ve} G}} \quad (3.24)$$

a) $k_b = \frac{3EI_e}{H_e^3}$ b) $k_b = \frac{12EI_e}{H_e^3}$ c) $k_v = \frac{GA_{ve}}{H_e}$

$$k = \frac{1}{\frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_v}}$$

Figura 3.6: Términos de rigidez de pilas de puente para desplazamientos laterales (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Debido a que se espera que las columnas respondan inelásticamente para el sismo de diseño, **las propiedades efectivas** de los elementos H_e , I_e y A_{ve} , las cuales reflejan el grado de fisuramiento del concreto y la fluencia del acero de refuerzo, deberían ser usadas en el modelado y análisis para obtener mediciones de respuesta sísmica reales.

De la Ec. (3.17) puede verse que en lugar de emplearse momentos de inercia y áreas de cortante basadas en secciones brutas, se emplean propiedades

efectivas I_e y A_{ve} , y para la altura H en la formulación de rigidez se usa una altura efectiva H_e . Los parámetros constitutivos E y G se asumen que son constantes para la mayoría de los análisis de puentes, y pueden ser determinados para pilas de concreto a partir de **la resistencia nominal a la compresión f'_c** , la cual está basada en los códigos ACI o CEB.

El módulo de elasticidad E puede ser determinado tal como se explica en la Sección 4.1, Ec. (4.1) y (4.2), y el módulo de corte G con la relación de Poisson ν para concreto, entre 0.15 y 0.2 asumiendo materiales homogéneos, como:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.25)$$

A pesar de que E y G varían dependiendo de la carga y descarga y de los estados de deformación ortogonales, estas variaciones no se toman en cuenta en la mayoría de análisis de puentes, excepto en análisis de elementos finitos no-lineales, discutidos en la Sección 3.5.

La altura efectiva de la columna H_e es diferente de la altura libre H_c para respuesta longitudinal o doblemente flexionante de puentes, o de la altura cantiléver al centroide de masa para respuestas transversales, debido a que basándose en la filosofía de diseño desarrollada en el Capítulo 2, las articulaciones plásticas en columnas se esperan que se formen en uno de los

extremos de la columna. Con niveles crecientes de ductilidad y articulación plástica, ocurre una **penetración por fluencia** del refuerzo hacia la zapata o viga cabezal adyacente, lo cual provee una flexibilidad adicional para estas regiones. Esta flexibilidad adicional puede ser expresada convenientemente por un aumento de la altura efectiva de la columna H_e para formulaciones SDOF, o con nodos y elementos adicionales para modelos MDOF. Para rótulas plásticas directamente adyacentes a una viga cabezal o zapata de concreto, la cantidad de penetración por fluencia en la junta puede ser estimada tal como se menciona en el Capítulo 5 a partir de la Ec. (5.14), como:

$$L_{pj} = \begin{cases} 0.15f_y d_{bl} & (f_y \text{ en Ksi}) \\ 0.022f_y d_{bl} & (f_y \text{ en MPa}) \end{cases} \quad (3.26)$$

Esta **longitud de penetración** L_{pj} puede ser añadida a la altura libre H_c tal como se representa en la Fig. 3.7 para respuesta longitudinal y transversal, respectivamente, para formar la altura efectiva H_e . Adicionalmente, se deben emplear resortes de cimentación para modelar los efectos de la deformación del suelo (discutido en la Sección 3.4), con el fin de obtener la rigidez correcta para el modelado de las pilas.

Para reflejar el estado de fisuración de una pila de concreto en el análisis de respuesta sísmica, debería emplearse un momento de inercia efectivo I_e . La

rigidez efectiva EI_e no solo refleja el efecto de la fisuración, sino también el estado de la pila determinado para la primera fluencia teórica del refuerzo, y puede ser determinada a partir de análisis de momento-curvatura como

$$EI_e = \frac{M_{yi}}{\Phi_{yi}} \quad (3.27)$$

donde M_{yi} y Φ_{yi} representan el momento ideal de fluencia y la curvatura para una aproximación bilineal de momento-curvatura, tal como se discutirá más adelante en la Sección 5.2. La rigidez efectiva EI_e depende de la relación de la carga axial $P_{axial}/(A_g f'_c)$ y de la cuantía de refuerzo longitudinal A_{st}/A_g , donde A_g y A_{st} representan el área bruta de concreto y el área total del refuerzo longitudinal, respectivamente. Estas rigideces efectivas se representan de forma gráfica en la Fig. 3.8 para secciones circulares y rectangulares típicas de columnas, y muestra que para una cuantía de acero de refuerzo entre 1 y 3% y una relación de carga axial entre 10 y 30%, existe una reducción en momento de inercia efectivo entre el 35 y 60% del momento de inercia de la sección bruta I_g , lo cual no es fuera de lo común.

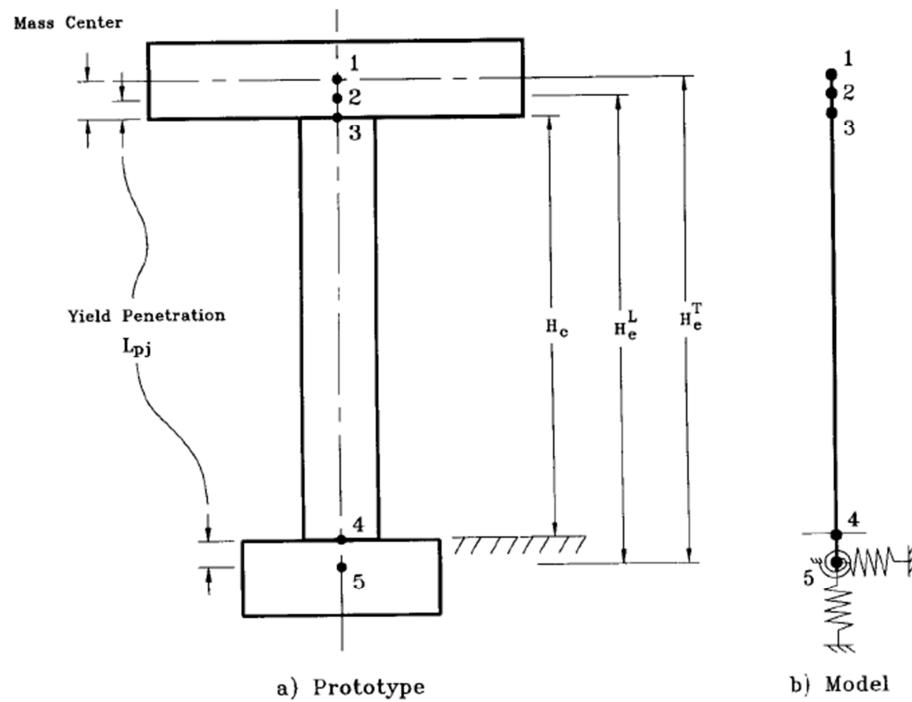
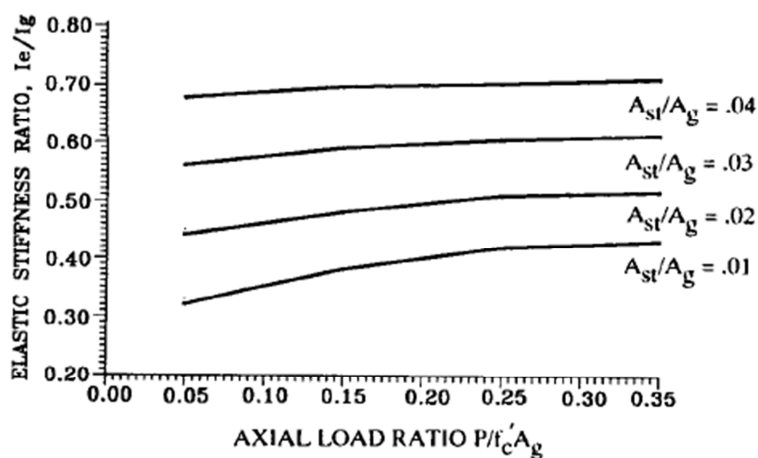
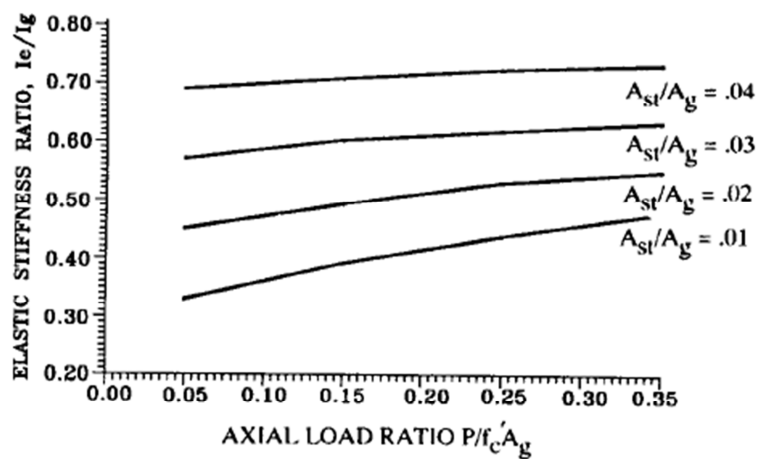


Figura 3.7: Altura efectiva de la columna (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Una reducción similar en rigideces efectivas se aplica para otros elementos de concreto del puente, como por ejemplo las vigas cabecales y dovelas, y valores apropiados para I_e pueden también ser determinados de la Ec. (3.27) o de la Fig. 3.8 para los niveles de carga axial y cuantías de acero correspondientes.



a) Circular Sections



b) Rectangular Sections

Figura 3.8: Rigidez efectiva de secciones fisuradas de hormigón armado (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Finalmente, una **rigidez efectiva de corte** GA_{ve} , en lugar de una rigidez de corte basada en el área de cortante A_v , debería ser empleada para reflejar la deformación por cortante aumentada en elementos de concreto fisurados por

flexión. Nuevamente, una dependencia similar a la **rigidez efectiva flexionante** EI_e en la carga axial y la cuantía de acero puede ser esperada, antes que daños significativos por cortante, los cuales no deberían ocurrir en elementos de diseño por capacidad protegidos. Debido a la falta de datos de investigación específicos, se puede asumir que la reducción de la rigidez efectiva de corte puede ser considerada proporcional a la reducción de la rigidez efectiva flexionante:

$$GA_{ve} = GA_v \frac{EI_e}{EI_g} \quad \text{ó} \quad A_{ve} = A_v \frac{EI_e}{EI_g} \quad (3.28)$$

hasta que más datos experimentales y de investigación analítica estén al alcance.

(c) Amortiguamiento

El tercer término de la ecuación general de movimiento es un amortiguamiento viscoso proporcional a la velocidad $f_d(t) = c\dot{u}_s(t)$, el cual es usado principalmente para estabilidad numérica en lugar del modelado fenomenológico de las características actuales de amortiguamiento del puente. El amortiguamiento viscoso es físicamente correcto solo para un amortiguador lleno de aceite y es difícil de racionalizar para otras formas de amortiguamiento actualmente encontrados en el puente o en otros sistemas estructurales. Los tipos de amortiguamiento más comunes en puentes son:

- 1. Amortiguamiento de Coulomb (o por fricción):** Ocurre principalmente en los apoyos de la superestructura y en las juntas de expansión, y es independiente de la velocidad o desplazamiento. Para un grado mucho menor, el amortiguamiento por fricción puede ocurrir en las fisuras de las estructuras de concreto reforzado.
- 2. Amortiguamiento por radiación:** Ocurre debido a la *interacción suelo-estructura* (SSI) y por la energía disipada en forma de ondas radiando hacia la mitad del espacio del suelo alrededor de las zapatas del puente.
- 3. Amortiguamiento histerético (o pérdida de energía por ciclo):** La forma más común y físicamente más obvia de amortiguamiento o energía de disipación en estructuras de puentes es en la forma de histéresis de la respuesta de fuerza-deformación.

Para conformar la forma matemática simple de la ecuación de movimiento, otras formas de amortiguamiento, en particular, el amortiguamiento histerético, encontradas en sistemas de puentes son convenientemente expresadas en la forma de un *coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente* c_{eq} , el cual es comúnmente expresado por la tasa de amortiguamiento equivalente ξ_{eq} y el *coeficiente de amortiguamiento crítico*

c_{cr} , el cual es la menor cantidad de amortiguamiento en la cual no ocurre oscilaciones en la respuesta dinámica libre:

$$c_{eq} = \xi_{eq} c_{cr} \quad (3.29)$$

El *amortiguamiento histerético* o pérdida de energía por ciclo, representada por el área A_h en la Fig. 3.9 para un lazo de histéresis idealizado completo de carga-desplazamiento, puede luego ser convertido en una tasa de amortiguamiento viscoso equivalente para la misma amplitud de desplazamiento.

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi V_m \Delta_m} = \frac{A_h}{4\pi A_e} \quad (3.30)$$

donde V_m y Δ_m representan la fuerza pico aproximada y los valores de desplazamiento, respectivamente. El área A_e representa la energía de deformación elástica almacenada en un sistema lineal elástico equivalente bajo condiciones estáticas con rigidez efectiva

$$k_{eff} = \frac{V_m}{\Delta_m} \quad (3.31)$$

El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente puede luego ser obtenido de la Ec. (3.29). Para evaluar la magnitud del amortiguamiento viscosos equivalente a partir del amortiguamiento histerético, se muestran

algunos lazos típicos fuerza-desplazamiento de histéresis para varios elementos del puente, en la Fig. 3.10.

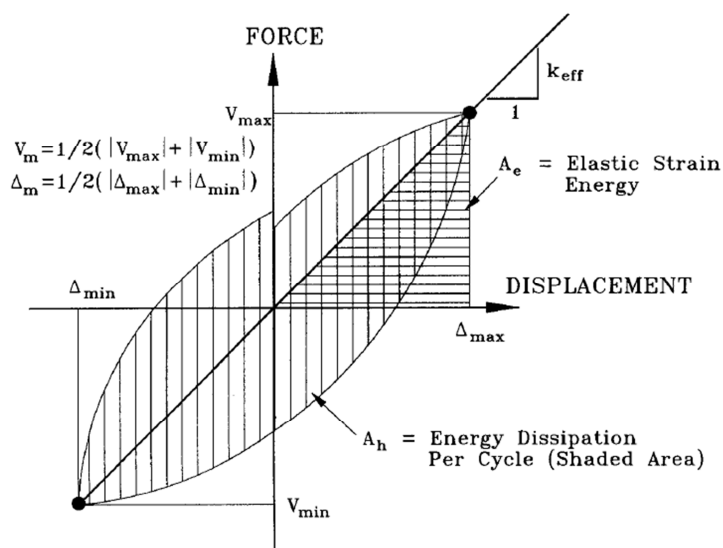


Figura 3.9: Energía de disipación histerética y rigidez efectiva para respuesta cíclica (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Es evidente que de la **Fig. 3.9**, la misma tasa de amortiguamiento viscoso equivalente que puede ser obtenida con la **Ec. (3.30)** es $\xi_{eq} = 2/\pi = 0.64$ para un sistema que es cíclico, con características de fuerza-deformación rígidas y perfectamente plásticas. Este lazo rígido y perfectamente plástico no es muy realista para los mecanismos inelásticos típicos locales en puentes que están representados en la Fig. 3.10 para un ciclo representativo. Incluso, las idealizaciones de respuesta elasto-plásticas frecuentemente usadas, como las que se muestran en la Fig. 3.10(a), se aplican en muy pocos casos. Solo los

apoyos de deslizamiento por fricción, tal como se muestra en la Fig. 3.10(c), pueden acercarse a este valor. Las *articulaciones en vigas* sin o con bajos niveles de carga axial pueden también presentar absorción de energía histerética significativa, tal como se muestra esquemáticamente por los largos lazos de la Fig. 3.10 (b), y pueden resultar en tasas de amortiguamiento viscoso equivalente del 30% o más. Cargas axiales altas en un elemento del puente como por ejemplo las columnas o vigas cabezales presforzadas resultan en lazos histeréticos apretados, tal como se muestra en la Fig. 3.10 (d), resultando en un amortiguamiento viscoso equivalente reducido entre el 10 y 25%. La *respuesta de balance* de una pila de puente, tal como se representa en la Fig. 3.10 (e) es esencialmente elástica no-lineal sin histéresis notable y por lo tanto un amortiguamiento histerético equivalente muy pequeño. Sin embargo, en el caso del balance de una cimentación, se disipa una energía adicional a manera de amortiguamiento por radiación en el suelo circundante.

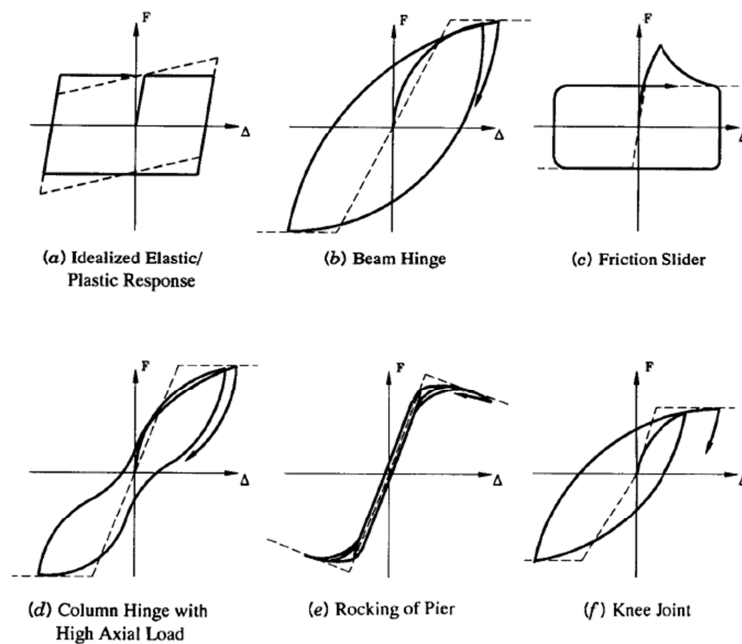


Figura 3.10: Respuesta típica histerética en componentes de puentes (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Para elementos con características de respuesta no simétricas, como se muestra en la Fig. 3.10 (f), el enfoque del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente que depende del desplazamiento no se aplica estrictamente, debido a que los desplazamientos en las dos direcciones son de diferente magnitud.

Existe la misma dificultad con cualquier análisis dinámico donde el amortiguamiento viscoso equivalente es empleado desde que los valores de amortiguamiento son calculados para las máximas amplitudes y son subsecuentemente aplicados en el modelo analítico también para todos los ciclos de amplitud más pequeña.

De las discusiones mencionadas anteriormente, es obvio que la determinación del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente para modelos analíticos de puentes es difícil. Por lo tanto, frecuentemente se emplean valores empíricos para reflejar la suma de todas las contribuciones de amortiguamiento posibles, así como el hecho de que la mayoría de las respuestas cíclicas dinámicas en un terremoto se esperan que ocurran en niveles más bajo que los máximos desplazamientos.

Por lo tanto, para estructuras de acero, valores de amortiguamiento entre 2 y 5% del amortiguamiento crítico son comúnmente asumidos, mientras que para estructuras de hormigón armado, un rango del 2 al 7% es usado con el fin de reflejar el rango de respuesta dinámica más representativa.

En luz de estas incertidumbres, el coeficiente de amortiguamiento viscoso comúnmente asumido del 5% en análisis estructurales dinámicos puede difícilmente ser discutido. Solo en los casos donde (1) la interacción suelo-estructura juega un rol importante, (2) dispositivos especiales de absorción de energía son empleados, y (3) alta disipación de energía histerética es confiada, se deberían emplear coeficientes de amortiguamiento más altos. Se debería tener en cuenta que la mayoría de los modelos analíticos estarán basados en rigideces iniciales elásticas, tal como se discutió en la sección

anterior, y el amortiguamiento adoptado debería representar la fase elástica de respuesta. En análisis inelásticos de tiempo-historia, la energía histerética de disipación será directamente modelada por las reglas de histéresis de fuerza-desplazamiento adoptadas para el análisis. Solo con el procedimiento de análisis sustituto, discutido más adelante en la Sección 3.5.2 (b), donde la rigidez efectiva representa que para un máximo desplazamiento, en lugar que para la fluencia, debería incrementarse el amortiguamiento efectivo para incluir los efectos del amortiguamiento histerético.

3.3.2 Respuesta Dinámica de un Puente: Características

Independientemente de los datos dinámicos específicos, cada sistema está representado dentro del rango elástico por modos de respuesta dinámica, típicamente referidos como los **modos naturales de vibración**, los cuales están caracterizados por modos de forma independientes ϕ_i con sus respectivos períodos de vibración T_i .

El número de modos de forma y períodos de vibración de un modelo de puente depende del número de grados de libertad dinámicos definidos durante el modelo analítico de discretización.

Mientras el puente prototipo presenta un número infinito de modos de vibración, los modelos de análisis de puentes presentan un número finito seleccionado de grados de libertad DOFs y modos de vibración asociados.

Sin embargo, la respuesta dinámica que gobierna en un puente puede ser tomada típicamente por la contribución de un número limitado de modos de vibración. El modo fundamental o más bajo de vibración puede a menudo proveer una buena indicación de la respuesta dinámica de un puente, haciendo *modelos de un grado de libertad* herramientas invaluable de diseño, los cuales se aproximan a la respuesta dinámica fundamental del prototipo del puente.

(a) Sistemas de Un Grado de Libertad

El primer modo fundamental de vibración puede ser encontrado por sistemas simples de modelos de un grado de libertad (SDOF), como el mostrado en la Fig. 3.2 donde se muestra la masa concentrada y la rigidez. Siempre y cuando el amortiguamiento sea mucho menor que el amortiguamiento crítico, lo cual es el caso para respuestas esencialmente elásticas, el amortiguamiento tiene muy poca influencia en la respuesta dinámica y es típicamente ignorado.

Para un modelo de puente de un grado de libertad con masa concentrada m y rigidez efectiva k , la vibración libre no concentrada puede ser expresada como:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (3.32)$$

Asumiendo que el desplazamiento $u(t)$ sigue un movimiento armónico con el tiempo, tal como se muestra en la Fig. 3.11, de la forma:

$$u(t) = A \sin(\omega t - \alpha) \quad (3.33)$$

Donde ω es la frecuencia circular natural, α es una constante de desfase por la respuesta senoidal, y A es un factor escalar que determina la amplitud del movimiento armónico, la Ec. (3.33) y su derivación de segundo grado puede ser sustituida en la Ec. (3.32), resultando en la ecuación característica:

$$ku - \omega^2 mu = (k - \omega^2 m)u = 0 \quad (3.34)$$

Para desplazamientos arbitrarios u , la Ec. (3.34) puede ser satisfactoria cuando:

$$|k - \omega^2 m| = 0 \quad (3.35)$$

Lo cual ocurre solo para una frecuencia circular específica ω o para el eigenvalor de la ecuación (3.35). La solución eigenvalor de esta ecuación escalar representa la frecuencia circular ω , por lo que la Ec. 3.35 queda:

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.36)$$

y de la frecuencia circular natural no concentrada ω en la Ec. (3.36), la frecuencia natural cíclica f y el periodo natural de vibración para un modelo de puente de un grado de libertad pueden ser encontradas como:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (3.37)$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.38)$$

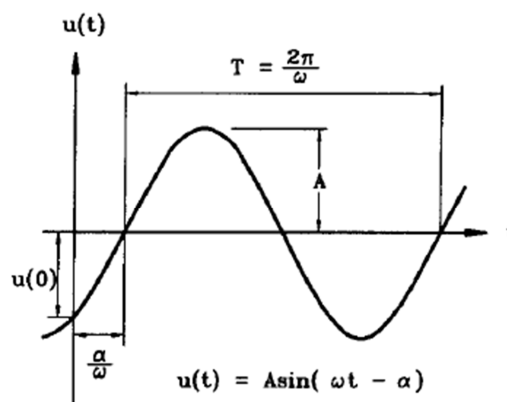


Figura 3.11: Respuesta armónica libre de un sistema de un grado de libertad

Combinando las ecuaciones (3.36) y (3.38), el periodo fundamental de vibración puede ser expresado como:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3.39)$$

El modo de forma correspondiente consiste de un desplazamiento en el grado de libertad designado (por ej. el movimiento transversal de la masa concentrada en la Fig. 3.2), de magnitud y dirección arbitraria.

En sistemas de puentes donde se presenta el amortiguamiento total en la forma de razón de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} , la frecuencia circular amortiguada ω_d puede ser expresada como:

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi_{eq}^2} \quad (3.40)$$

y al correspondiente periodo natural de vibración amortiguado de un sistema de un grado de libertad como:

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k(1 - \xi_{eq}^2)}} \quad (3.41)$$

De las ecuaciones (3.40) y (3.41) se nota la poca influencia de la tasa de amortiguamiento en la respuesta dinámica. Por ejemplo, una tasa de amortiguamiento viscoso equivalente del 10% solo aumenta el periodo natural de vibración en un 5% y si se toma una tasa del 50% solo aumenta un 15% del periodo natural de vibración.

Debido a que típicamente las máximas razones de amortiguamiento viscoso equivalente, esperadas en puentes son menores del 15%, la influencia del amortiguamiento en la respuesta dinámica puede ser ignorada.

Tal como se mencionó anteriormente m y k en la ecuación (3.39) representan la masa sísmica efectiva W_s/g y la rigidez efectiva con referencia a un desplazamiento de un grado de libertad para estimar la respuesta dinámica fundamental del puente. Se puede también aplicar a estructuras con parámetros distribuidos en la forma de un sistema de un grado de libertad generalizando, tal como lo explica la Ec. (3.4).

En el caso de masas discretas traslacionales y rotacionales m_i y j_i , el principio del trabajo virtual puede ser aplicado a un sistema generalizado de un grado de libertad en la forma de la Ec. (3.4) de tal forma que una nueva masa generalizada m^* puede ser derivada como:

$$m^* = \sum_i m_i \Psi^2(x_i) + \sum_i j_i \Psi'^2(x_i) \quad (3.42)$$

y una nueva rigidez generalizada k^* como

$$k^* = \sum_i k_i \Psi^2(x_i) \quad (3.43)$$

(b) Sistemas de varios grados de Libertad

Para modelos de puentes de varios grados de libertad (MDOF), la Ec. (3.32) todavía describe la respuesta de vibración no amortiguada libre, pero ahora \mathbf{k} y \mathbf{m} ya no son magnitudes escalares sino *matrices* que contienen coeficientes de rigidez y de masa, lo cual corresponde a un vector de grados de libertad escogidos de desplazamiento \mathbf{u} y sus interacciones. Denotando los vectores y matrices con negrillas, el sistema general de vibración libre no amortiguado de un MDOF puede ser expresado como:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (3.44)$$

La matriz de rigidez \mathbf{k} puede ser obtenida de un modelo de análisis estático estándar basado en desplazamientos y de características de acoplamiento entre DOFs en la forma de términos fuera de la diagonal, mientras que la matriz de masa \mathbf{m} , debido al efecto despreciable de acoplamiento de masas, puede mejor ser expresada en la forma de masas concentradas tributarias para el grado de libertad correspondiente, resultando en una matriz diagonal.

La ecuación dinámica característica para el n-MDOF modelo del puente puede ahora ser expresado como:

$$(k - \omega^2 m)u = 0 \quad (3.45)$$

lo cual para desplazamientos arbitrarios se requiere que:

$$|k - \omega^2 m| = 0 \quad (3.46)$$

y n raíces o soluciones ω_n^2 pueden ser encontradas las cuales satisfacen la Ec. (3.46), representando las n frecuencias circulares naturales del modelo del puente.

Una vez que se obtiene el vector ω de frecuencias modales, el modo de forma o modos naturales e vibración correspondientes pueden ser obtenidos al sustituir las frecuencias modales individuales en la Ec. (3.45), y arbitrariamente prescribiendo la magnitud de uno de los grados de libertad para el movimiento armónico, debido a que es posible con el tiempo cualquier magnitud o desplazamiento entre cero y los valores máximos.

3.4 MODELAJE DE ESTRUCTURAS DE PUENTES

El objetivo básico de modelado en el análisis sísmico de puentes es proveer la formulación matemática más sencilla del verdadero comportamiento del puente, el cual satisface un asentamiento particular o requerimiento de diseño para una determinación de respuesta cuantitativa. Asumiendo que las herramientas analíticas apropiadas (Sección 3.5) existen para proveer la cuantificación numérica, el modelo tiene que capturar las interacciones físicas y mecánicas del ingreso de datos del sismo y respuesta de la estructura.

3.4.1 Aspectos Generales de Modelaje

El objetivo del modelo analítico es describir el dominio geométrico, la masa sísmica, la conexión y condiciones de frontera, y la carga del prototipo tan aproximado como sea posible para facilitar la interpretación ingenieril de las cantidades de respuesta numérica. Para lograr esto, la superestructura del puente y la geometría de la pila se describen en el modelo por una relación espacial similar a aquella dada por el prototipo. Los elementos individuales simulando partes estructurales o componentes de puentes completos están conectados a nodos y los desplazamientos nodales son usados como

incógnitas o GDL en el proceso de análisis. Para cada elemento, las fuerzas de punta de miembros y relaciones de deformación son definidos por:

1. **Cinemáticas:** Relacionando los desplazamientos nodales con deformaciones y esfuerzos internos.
2. **Constitutivos:** Relacionando esfuerzos internos con tracción.
3. **Estáticas:** Relacionando tracciones internas con cargas nodales, para cualquier tipo de comportamiento lineal o no lineal de puente.

El esfuerzo de modelado consiste en definir estas relaciones por principios mecánicos o en forma fenomenológica.

Adicionalmente al modelado del dominio geométrico y determinación de la carga-deformación de miembro, el peso sísmico correcto o la masa asociada con cada GDL también debe ser determinado cuando las fuerzas de inercia contribuyen a la respuesta del puente. Además, las conexiones entre los pórticos individuales de puentes, los estribos y la cimentación son complejas y típicamente no muy conocidas en el prototipo, por lo que se debe recurrir a medidas que simplifiquen el modelo.

Con la carga sísmica en el puente generada por movimiento en el terreno, la interfase suelo estructura y el historial de carga deben de ser identificados. En algunos casos, particularmente cuando se trata de suelos blandos, grandes cimentaciones, y/o potencial de licuefacción, la interacción suelo estructura (ISS) debe de ser modelada con una descripción de funciones de impedancia apropiadas, resortes de suelo, o modelado de suelo real en la forma de un medio espacio continuo o una porción de él.

Particularmente para puentes más largos de múltiples luces y múltiples pórticos, surgen las preguntas concernientes a la necesidad y validez de modelar el puente entero en un modelo global. Para una demanda sísmica de prueba, un modelo global que puede capturar los efectos de geometrías complejas tales como curvas en planta y elevación, efectos de soportes altamente oblicuos, contribuciones de estructuras de rampa, así como la interacción entre marcos suelen ser apropiadas. Aun así, se necesita notar que con aumentar la longitud del puente, las incertidumbres en los datos de ingreso de variación espacial del movimiento del terreno o errores en los datos de uniformidad y coherencia que son asumidos en todos los soportes incrementa, y así las cantidades de respuesta obtenidos no son necesariamente las mejores o más confiable. Además, el volumen puro de

manejo de ingreso y de salida de datos para un modelo global de una estructura de puente larga puede en algunos casos puede entorpecer en lugar de mejorar el entendimiento básico de las importantes características de respuesta sísmica.

La mejor descripción del dominio geométrico del puente prototipo sería comprender un modelo de cada miembro o elemento estructural en su correcta relación espacial y física a otros miembros, pero esto no es siempre práctico, como puede ser visto en el ejemplo del puente de la Bahía de Oakland de San Francisco en la Fig. 3.12 (a) en la que se muestra una vista aérea de una porción del sistema de puentes de la Bahía Este, y la Fig. 3.12 (b), donde se muestra una de los puntos de conexión en la porción de la armadura en cantiléver para ocho miembros enlazados y remachados. Como puede observarse de la Fig. 3.12 (a), cada miembro de armadura está construido de muchos elementos individuales estructurales, y el punto de conexión de los miembros de armadura con las placas remachadas consisten otra vez en una multitud de elementos individuales y de manejo espacial complejo, como se muestra en la Fig. 3.12 (b), una discretización detallada o descripción analítica de cada uno de estos elementos estructurales y la

clasificación o modelado de sus características individuales de fuerza-deformación y conexión es prohibitivo para el sistema de puente total.

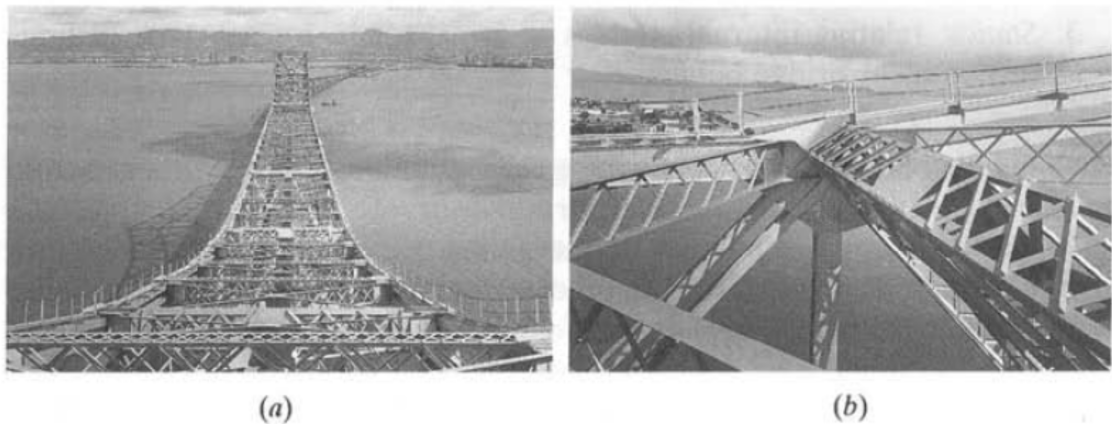


Figura 3.12: Vanos de la Bahía Este del puente de San Francisco-Bahía de Oakland. **(a)** Vista desde arriba de las partes de la estructura de la Bahía Este; **(b)** Miembros unidos y detalles de conexión. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La necesidad de separar el sistema total de puente en subsistemas manejables, pórticos, pilas, y elementos estructurales individuales para propósitos de modelaje es bastante obvia, y las varias aproximaciones de modelado que se discuten son las siguientes.

(a) SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los sistemas estructurales totales de puentes consisten de la superestructura y las subestructuras. La superestructura, particularmente para puentes lagos, está separada en secciones por juntas de expansión las cuales permiten expansiones o contracciones térmicas y dependientes del tiempo que ocurran sin introducir gran tracción o esfuerzos en los miembros individuales del puente o por juntas de construcción articuladas provistas como parte de un puente en particular y del sistema levantamiento. Las juntas donde las deformaciones relativas entre las partes de la superestructura pueden ocurrir son importantes para la respuesta sísmica ya que las discontinuidades en esas juntas de movimiento permiten a las secciones individuales del puente responder con diferentes características y con interacción compleja a la entrada del sismo. Junto con sus respectivas subestructuras o apoyos que consisten en pilas o columnas y la cimentación, estas secciones de superestructura separada, llamadas pórticos, juegan un papel importante en la cuantificación de la respuesta sísmica, debido a sus características de respuesta dinámica individual. Como se indica en la Sección 3.3, las características de respuesta de pórtico individual son controladas por la masa contribuida primordialmente por la superestructura y por la rigidez de las

pilas individuales. La geometría de la superestructura y el control de rigidez como pilas individuales van de la mano en la respuesta dinámica. Para reflejar la importancia y diferencias de estos subsistemas individuales en términos de modelado analítico para cuantificación de respuesta sísmica de puente, se debe de hacer una distinción entre (1) modelos globales, (2) modelos de pórtico y (3) modelos de pilas.

(i) Modelos globales de puentes

Los modelos globales de la estructura completa del puente debe tener una utilidad limitada, excepto para los casos donde (1) el puente es corto y consiste únicamente de un solo pórtico, (2) la respuesta esperada es en el rango esencialmente elástico y (3) una bases cuantificable para las variaciones del ingreso de datos del movimiento del suelo a lo largo de la longitud del puente y se puede establecer una clasificación de movimiento de juntas. Los modelos globales de puentes pueden ser utilizados predominantemente por las cuantificaciones de demanda sísmica en el forma de análisis de espectro de respuesta modal elástico lineal (discutido ampliamente en la Sección 3.5.3), para determinar los desplazamientos elásticos y fuerzas equivalentes en miembros elásticos. Ya que el verdadero valor de los modelos analíticos globales es en principio el de la clasificación de respuesta del sistema total de

puente, deben de ser usados al final del proceso de diseño o prueba sísmica de puente para verificar cuantificaciones de parámetros de modelos de pórticos individuales y pilas en el marco de trabajo de toda la respuesta del sistema, la cual no es considerada en los otros modelos. En modelos donde se espera una limitada respuesta inelástica, hacer la subestructura de las porciones elástico-lineales de los puentes basándose matemáticamente en técnicas rigurosas de condensación puede significar reducir el esfuerzo de cálculo. Particularmente, los sistemas de puentes con geometría irregular, así como los puentes curvos, puentes oblicuos, intersecciones, y separaciones de puentes, así como rampas y estructuras de distribución, pueden exponer propiedades de respuesta dinámica que no son necesariamente obvias y que no puedan ser capturadas en análisis separados de un subsistema. Aun así, las implicaciones de la caracterización de movimiento del terreno en diferentes modelos de pilas y juntas de movimiento siempre debe de ser considerado y, donde sea necesario, evaluadas por estudios de sensibilidad en los parámetros asumidos.

(ii) Modelos de pórtico

Los modelos de pórtico individuales de secciones puente entre juntas de movimiento proveen una herramienta poderosa para la cuantificación respuesta sísmica de puente debido a que las características de respuesta dinámica d un pórtico individual o que está solo pueden ser evaluadas con una precisión razonable, y la longitud de un pórtico en particular así como la variación de las condiciones del suelo sobre esta longitud determinada son tales que la coherencia de la entrada de movimiento del suelo en las pilas individuales puede asumirse de forma razonable. Debido al dominio geométrico limitado de un pórtico individual, los modelos detallados de pórtico, basados en las características de respuesta inelástica de las pilas individuales, pueden ser desarrollados de manera que puedan proveer de cuantificaciones realistas de la demanda y la capacidad sísmica. El modelado y el análisis de pórticos individuales como pórticos solos, sin considerar las restricciones por pórticos adyacentes o estribos, provee no únicamente para modelos analíticos simples, sino también para la mayoría de casos los valores de respuesta críticos o altos para el pórtico individual ya que la interacción con otras partes del sistema de puentes con cantidades de respuestas dinámicas diferentes tiende a dañar o reducir la excitación armónica y con

esto, el fenómeno de resonancia dinámica. Una evaluación pórtico a pórtico en la forma de modelos de pórticos solos y análisis de todos los pórticos individuales proveerá al diseñador no solo de esos valores altos de respuesta, sino también de una mejor comprensión de las características individuales de respuesta de las secciones del puente, algo que puede ser difícil de extraer de un análisis de respuesta global.

La interacción con los pórticos adyacentes puede ser considerada aún con los modelos pórtico a pórtico en la forma de resortes o pórticos de frontera, los cuales típicamente son formulados con características elástico-lineales. Otra aproximación comúnmente usada es la de modelado de grupos de pórticos donde tres a cinco pórticos son modelados simultáneamente con las suposiciones apropiadas para las propiedades de juntas de movimiento, y solo los resultados de las cantidades de respuesta para el o los pórticos centrales son considerados como datos representativos de diseño o prueba.

(iii) Modelos de pilas

El desarrollo de modelos de pórticos realistas requiere una clasificación detallada de pilas individuales, ya que generalmente la rigidez para modelos de pórticos es contribuido directamente de las pilas. Por lo tanto los modelos

de pilas individuales son utilizados primordialmente para desarrollar las propiedades de rigidez de pila efectivas y los estados de deformación límite. Los modelos de pilas individuales deben incluir los efectos de flexibilidad de cimentación y pueden ser combinados en modelos de pórtico por medio de elementos de superestructura, relacione de impedancia en la forma de las matrices de transferencia de rigidez, simplemente por las restricciones geométricas. Los altos valores de rigidez dentro del plano de la mayoría de las superestructuras de puentes permiten, como una primera aproximación en muchos casos, suposiciones de movimiento de cuerpo rígido para la superestructura (Fig. 3.3) las cuales simplifican enormemente la combinación de modelos de pilas individuales.

(b) ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los modelos de pilas, pórtico o globales utilizan miembros individuales para describir las características del comportamiento físico de los elementos entre nodos o juntas definidas en la discretización matemática del puente prototipo. Los elementos usados pueden ser clasificados por su geometría y su acción estructural principal como se lo define por la mecánica estructural. Los tres grupos de miembros estructurales o elementos usados en modelos de puente son (1) elementos línea, (2) placas y cascarones, y (3) elementos

sólidos. Sin referencia detallada, estos diferentes elementos fueron introducidos en la Fig.3.1: elementos línea en la forma de resortes, dashpots, vigas o columnas, usado en parámetros concentrados o modelos de componentes estructurales, elementos placa y cascarón o elementos sólidos tridimensionales en la categoría de elemento finito.

Los elementos en un modelo estructural están conectados a los nodos definidos en la discretización estructural y son compatibles en estos nodos con las cantidades de respuesta modal desconocidas definidos, típicamente las deformaciones nodales en la forma de GDL de desplazamientos, como se ve en la Fig. 3.13 para varios tipos de elementos.

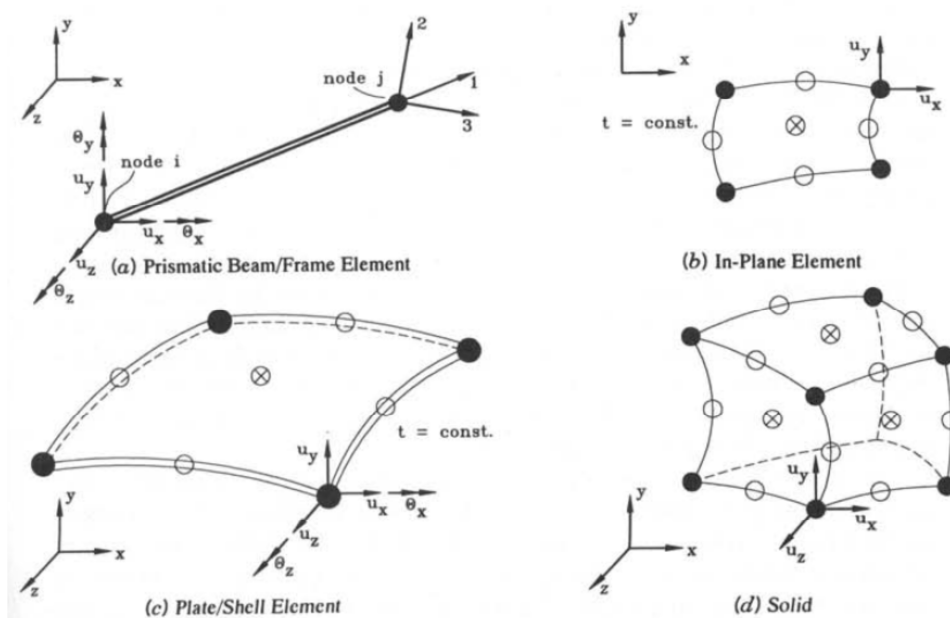


Figura 3.13: Elementos estructurales (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Los elementos de línea representados en la Fig. 3.13 por un elemento de viga, mostrado en la Fig. 3.13 (a) con seis GDL o deformaciones desconocidas de punta de elemento en cada junta. Los elementos bidimensionales son representados por un elemento en planta (in-plane) en la Fig. 3.13 (b) y en un elemento de cascarón delgado en la Fig 3.13 (c) con cuatro a nueve nodos de discretización. Mientras que la deducción de la fórmula de los cuatro nodos de esquina, un mayor número de elementos o discretización más fina con un mayor número de GDL es típicamente necesario superar la flexibilidad límite en estos elementos de menor orden o de cuatro nodos. El aumento de nodos centrales y laterales provee flexibilidad adicional para modelar a deformación más común y estados de esfuerzo. Como se muestra en la Fig. 3.13 (b); los elementos planos (in-plane) tienen solo dos GDL por nodo y son usados en problemas de planos de tracción o planos de esfuerzo, donde los estados de tracción o esfuerzo constantes a través del espesor de un miembro estructural puede asumirse. El elemento plano en la Fig. 3.13 (b) es una parte integral del elemento de placa de la Fig. 3.13 (c), representando el estado de tracción- esfuerzo plano o membrana. Como se muestra en la Fig. 3.13 (c), solo cinco GDL nodales son típicamente representados en elementos de placa y cascarón plano. Finalmente, los elementos sólidos tridimensionales,

mostrados esquemáticamente en la Fig. 3.13 (d), contienen tres GDL de desplazamiento por nodo y similar a los elementos planos, puede tener una formulación de orden inferior con nodos de esquinas o una formulación de alto orden con nodos intermedios y centrales. Derivaciones y caracterizaciones detalladas de estos varios elementos están más allá del alcance del libro y puede ser hallado en el análisis estructural general y libros sobre elementos finitos.

(i) Elementos lineales

Los elementos lineales son clasificados por su representación geométrica unidimensional aunque su comportamiento puede ser completamente tridimensional y pueden estar arbitrariamente orientados y complementemente utilizados en un espacio de tres dimensiones. Los elementos línea pueden ser unidireccionales a manera de resortes, dashpots o miembros de cercha (armadura) con relaciones simples de fuerza deformación unidireccional o pueden tomar la forma de elementos que se doblan como las vigas y columnas conectadas en sus extremos para formar pilas, pórticos, o elementos parrilla que representan la superestructura. Entre los nodos en los extremos de miembros, es posible una variedad de cálculo de elementos

curvos, dependiendo de la clasificación de rendimiento. Para respuesta elástico lineales, los elementos de viga estándar prismático con variación de desplazamiento cúbica a lo largo del elemento son las más usadas comúnmente. Para la clasificación de miembros inelásticos, las relaciones de fuerza-deformación en los extremos de miembros pueden ser definidas a través de elementos de rótulas inelásticas o con elementos especiales de vigas no lineales las cuales pueden incorporar degradación de la rigidez y/o una completa clasificación de histéresis de respuesta a través de modificaciones de la matriz de rigidez de elemento.

La degradación de rigidez local puede ser capturada con análisis momento-curvatura seccionales los cuales están basados en discretizaciones por capas o filamentadas de la sección transversal del miembro, como se muestra en la Fig. 3.14 (a) para secciones rectangulares y circulares de hormigón reforzado. Una aproximación por capas es suficiente para curvatura unidireccional alrededor de un eje conocido y geometría de sección transversal simple, mientras que las discretizaciones filamentadas son usadas cuando las direcciones de carga pueden cambiar y la sección transversal es de geometría arbitraria, incluyendo miembros de núcleo hueco. Las capas o filamentos individuales son tratadas como miembros uniaxiales con características

constitutivas multiaxiales los cuales pueden ser modificados por diferentes niveles de confinamiento lateral. La representación del elemento de línea central entre los nodos utiliza la hipótesis de Bernoulli para secciones perpendiculares al eje del elemento. Mientras que los elementos en filamentos o por capas basados en la rigidez estándar necesitarán una relación empírica para una longitud de rótula plástica efectiva para definir las relaciones momento-rotación, miembros en filamentos basados en fuerza –o flexibilidad o regiones de rótula/extremo, como se indica en la Fig. 3.14 (b), pueden directamente tomar la extensión de la región inelástica y todas las características de respuesta no lineal de una rótula plástica de flexión. Todos los modelos no lineales de elementos anteriores han mostrado ser capaces de presentar la respuesta a flexión de las columnas y de las vigas de puentes, pero no así para la clasificación de deformaciones por cortante y modos de falla de cortante y modos de falla por cortante.

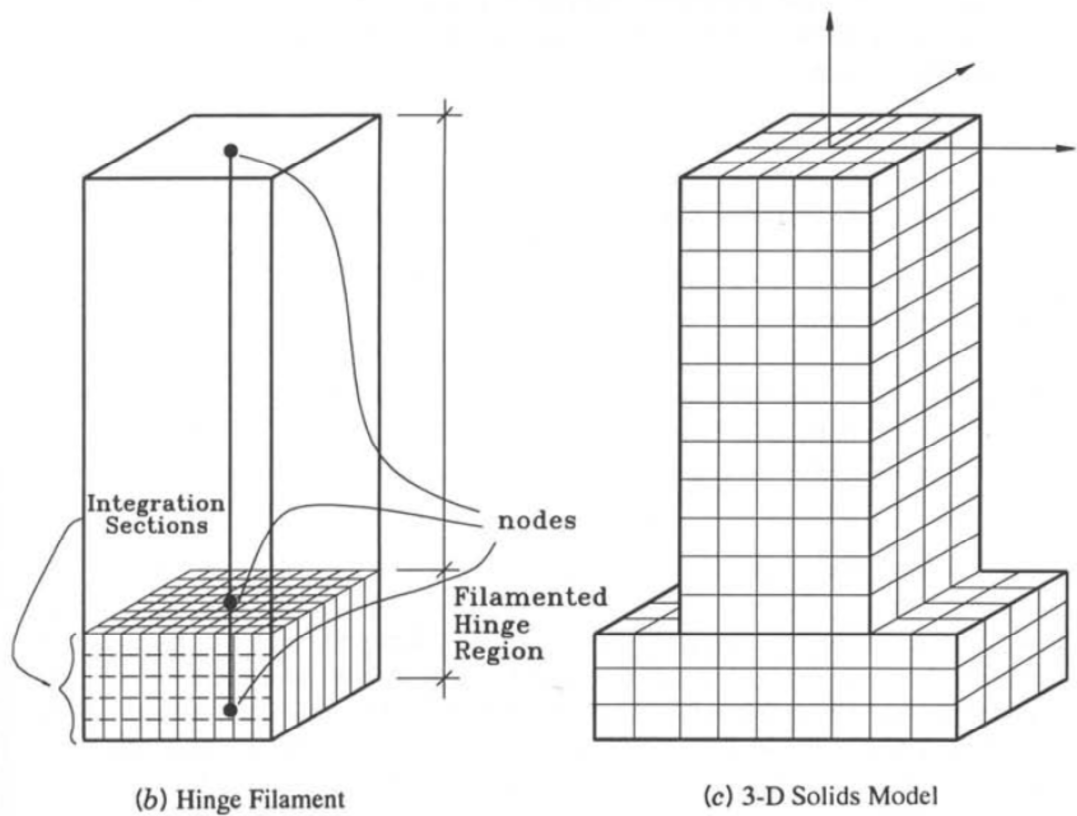
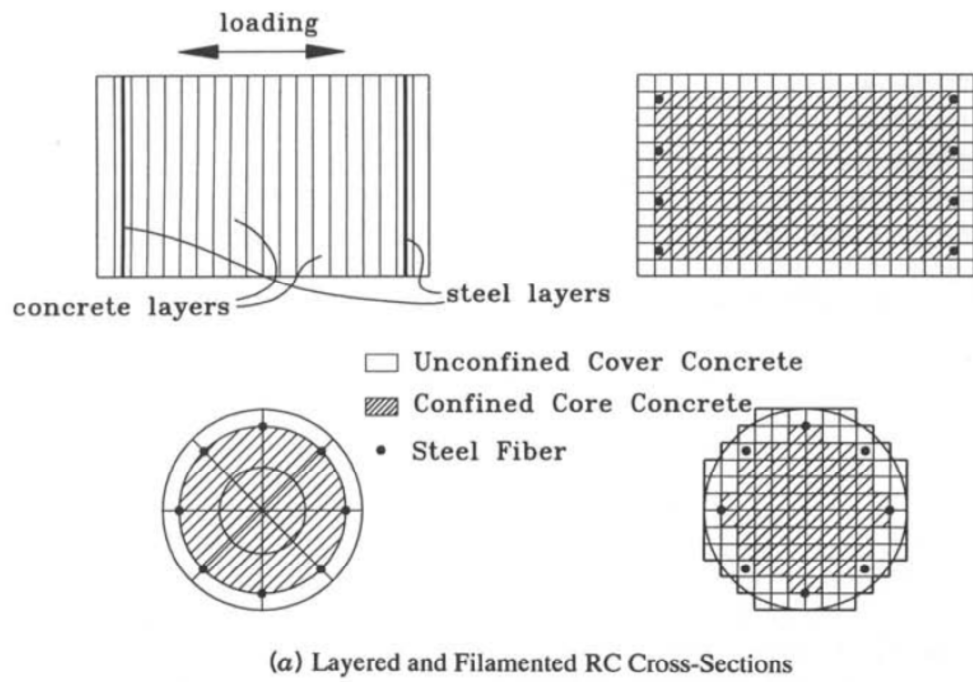


Figura 3.14: Elementos especiales para modelar pilas de puente (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

En general, la interacción inelástica entre flexión y cortante representa un área donde mejoras significantes en el modelado analítico aún son posibles y necesarias. Hasta que estos desarrollos sean completados, los modelos de respuesta fenomenológicos para la interacción de flexión y cortante con incremento de ductilidades desarrollado en la Sección 5.3 puede ser empleado para limitar o evaluar respuesta potencialmente no dúctil.

(ii) Placas y cascarones

Los elementos de placa o cascarón en modelos de puente son usados principalmente para determinar niveles de esfuerzos locales en celdas de superestructuras de puentes o en celdas de pilas y caissons.

(iii) Sólidos

Los modelos de sólidos tridimensionales son usados solo en muy limitados casos a manera de modelos elástico-lineales, donde se requiere la cuantificación de los estados de esfuerzo principales en las regiones de junta o en regiones de geometría compleja, como se indica en la Fig. 3.14 (c), o como modelos continuos no lineales para investigaciones detalladas de fallas localizadas.

3.4.2 Modelado de los Componentes de un Puente

Esta sección trata con problemas específicos de modelaje para componentes de puentes, para proveer de una guía básica para el modelado geométrico y la clasificación de los miembros de las partes típicas de puentes.

(a) SUPERESTRUCTURA

Debido a que cada puente tiene una superestructura que consiste en el tablero del puente y un sistema de apoyo para las pilas del tablero, el modelado de la superestructura del puente es un componente clave en el proceso de análisis. Como se explicó en la **Sección 2.3**, bajo la aplicación de fuerza sísmica se espera que la superestructura del puente se mantenga elástica, limitando las consideraciones no lineales del modelado para juntas entre segmentos de la superestructura, conexiones con las estructuras de soporte, y para el análisis de evaluación de puentes antiguos, donde la superestructura no está protegida contra la acción inelástica por los principios de diseño de capacidad.

En el modelado de la superestructura de un puente, los temas de (1) clasificación de la geometría y miembro efectivo, (2) definición de soporte y conexión, y (3) efectos de cargas permanentes y participación de masa deben ser tomados en cuenta. La mayoría de estructuras, por definición, puentes o

vanos de largas distancias con su superestructura puede ser consideradas como estructuras lineales, donde la longitud del vano L entre pilas es más grande que el ancho B o la profundidad D de la superestructura (Fig. 3.15). Para el análisis sísmico de un puente esto no es necesario para modelar el dominio tridimensional completo de la estructura con elementos finitos en la forma de sólidos o placas tridimensionales; en lugar de eso, modelos más sencillos bastan, pues representan las características de rigidez efectiva y distribución de masa.

En muchos casos, la superestructura del puente, debido a su rigidez longitudinal, puede asumirse que se mueve como un cuerpo rígido bajo cargas sísmicas y el problema de modelado se reduce al modelado de rigidez de las pilas con restricciones geométricas simulando la superestructura rígida. Donde la flexibilidad vertical de la superestructura reduce la firmeza en la condiciones de frontera mayores para las columnas y pilas, una reducción del coeficiente de rigidez α en la Ec. (3.9) puede ser determinado.

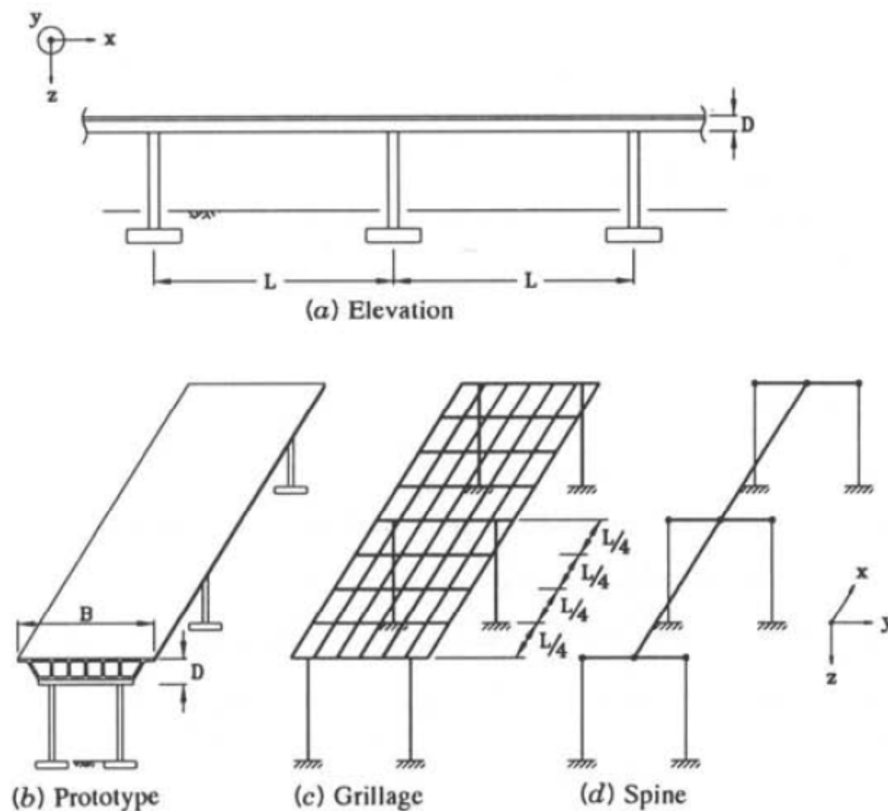


Figura 3.15: Modelos de superestructura (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

En casos donde la superestructura no puede ser considerada rígida (por ejemplo en puentes largos y angostos, intercambiadores, etc.), la superestructura puede ser modelada como una malla de elementos de vigas como se muestra en la Fig. 3.15 (c) o una espina con elementos de viga siguiendo el centro de gravedad de la sección transversal a lo largo del puente como lo muestra la Fig. 3.15 (d). Las propiedades de miembros equivalentes para los elementos de espina o viga necesitan ser derivados para que represente toda la rigidez efectiva de la superestructura. Para

superestructuras de concreto reforzado (como las vigas cajón) se puede esperar que la curvatura de la superestructura bajo cargas sísmicas longitudinales causen o aumenten el fisuramiento ya existente de las cargas de gravedad y cargas vivas, y las propiedades de rigidez efectivas o de rotura deben ser asignadas por I_{yy} el momento de inercia de la sección transversal entera alrededor del eje transversal y y como se define en las Figs. 3.15 (d) y 3.16, basados en la rigidez efectiva o de rotura definida por la Ec. (4.27). Mientras que el análisis detallado de la rigidez de la sección rota puede ser realizada por cada viga o por la superestructura completa como se muestra en la Fig. 3.16, usualmente basta con calcular la rigidez de la sección bruta I_g y reducirla a $I_e = 0.5I_g$ para hormigón armado y asumir que no hay reducción para superestructuras de hormigón pretensado que no están fisuradas, resultando en una rigidez de flexión efectiva de:

$$EI_e = \begin{cases} 0.5EI_g & (\text{hormigón reforzado}) \\ 1.0EI_g & (\text{hormigón presforzado}) \end{cases} \quad (3.47)$$

La rigidez torsional J para los elementos de malla o espina también pueden ser determinadas de los principios estándar de la mecánica y pueden ser considerados como completamente efectivos mientras el momento de rotura

torsional no sea excedido, a tal punto la rigidez torsional se reduce significativamente.

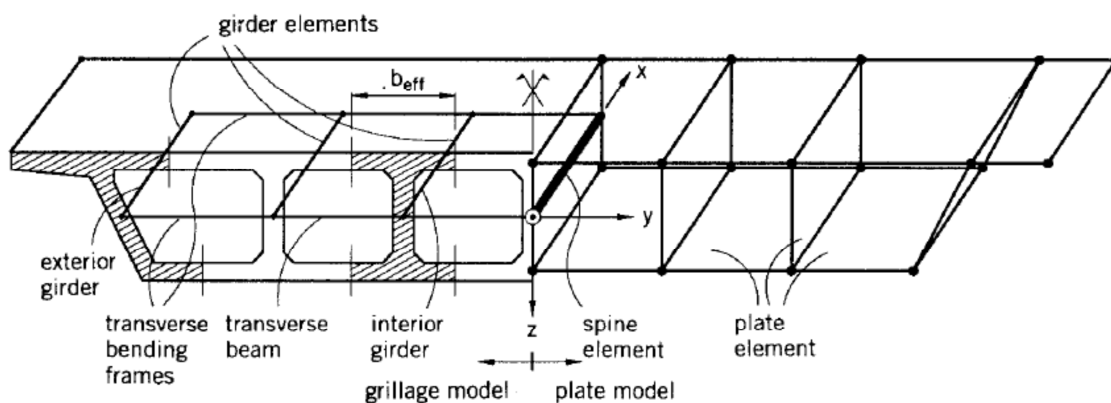


Figura 3.16: Definiciones de elementos equivalentes de la superestructura (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La rigidez torsional de la viga compuesta y el tablero del puente es muy pequeña debido a la sección transversal abierta y no necesita ajustes por fisuramiento.

(b) PILAS COMPUESTAS DE VARIAS COLUMNAS

En pilas compuestas de varias columnas la acción de encuadre o acoplamiento entre columnas contribuye a la respuesta sísmica en términos de rigidez, capacidad, y niveles de carga axial en los diversos elementos **frame** durante el ciclo de carga del sismo. En el modelo analítico, todos estos efectos pueden ser incorporados en un **modelo frame de dos dimensiones** a lo largo del eje

de la pila, el cual consiste de elementos viga y columna con propiedades efectivas, tal como se mencionó en la **Sección 3.3.1**, y donde sea necesario, de elementos especiales para modelar juntas y condiciones de frontera, tal como se ilustra en la Fig. 3.17.

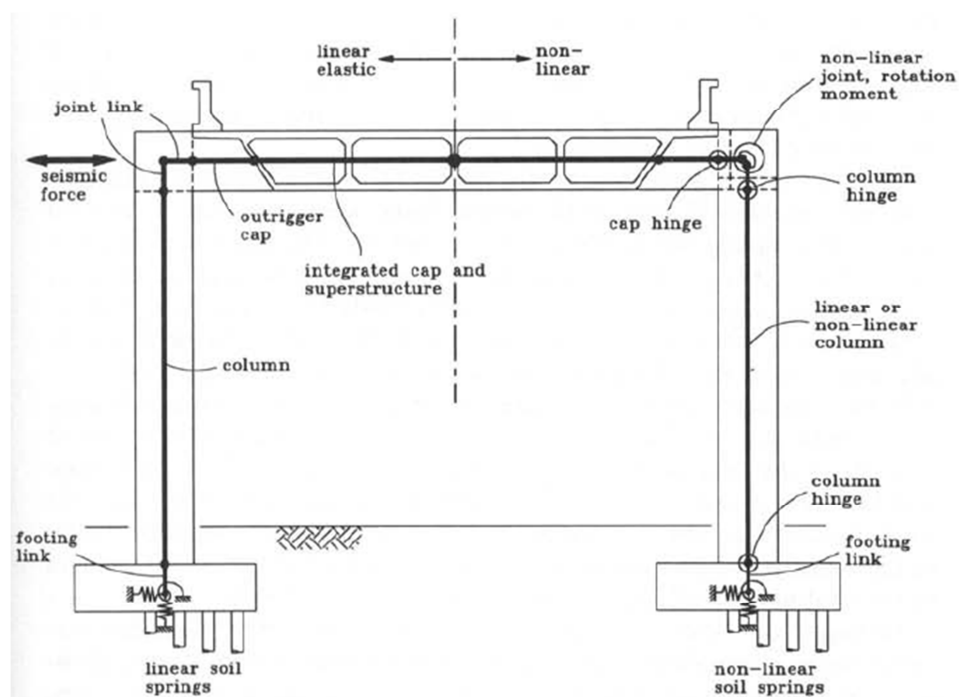


Figura 3.17: Modelo de pila compuesta de dos columnas (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La viga cabezal es modelada con elementos viga conectados a los nodos en la cara de la columna y extendidos hacia la articulación con elementos de enlace. Estos nodos son típicamente ubicados en estas regiones para capturar cantidades de respuesta crítica en términos de los máximos momentos flexionantes, y las extensiones de los enlaces al centro de la conexión proveen

la conectividad geométrica y compatibilidad. Los enlaces en las conexiones son modelados usando propiedades de rigidez bruta de la columna o de la viga cabezal siempre que no se esperen acciones inelásticas significativas en la viga adyacente o en la cara de la columna. Donde ocurran articulaciones con alta demanda de ductilidad en los extremos de las columnas, los enlaces podrían ser modelados usando propiedades efectivas de la columna con el fin de reflejar la fluencia en la región de la conexión y el aumento de flexibilidad a partir de deformaciones por cortante en la junta. El uso de zonas rígidas para representar estas regiones es inapropiado en todos los casos y resulta en valores de rigidez sobrestimados. Diferentes cuantías de refuerzo superior e inferior en la viga cabezal podría resultar en elementos separados con rigideces diferentes a lo largo de la longitud de la viga cabezal, para modelar las características de flexión positiva y negativa.

El nivel correcto de fuerza axial para la caracterización de los elementos de una pila compuesta de varias columnas depende directamente del dato de la fuerza sísmica en la parte superior de la pila debido a las características de acoplamiento de la viga cabezal. Por lo tanto, las capacidades de los elementos y las características de rigidez deberían ser actualizadas y ajustadas continuamente basándose en el estado de fuerza axial a partir de cargas

gravitacionales y datos de fuerzas sísmicas. Aunque existen pocas herramientas de análisis que actualmente ajustan la rigidez de los elementos y las capacidades basadas en el estado de fuerza axial, es típicamente suficiente determinar las cargas axiales en un modelo de bidimensional a partir del teórico estado límite de colapso. Se hace una estimación inicial de los momentos de la columna para la resistencia lateral de la pila y las fuerzas axiales de las columnas son calculadas a partir de un análisis estático. Estas fuerzas axiales son usadas para determinar la rigidez apropiada del elemento para un análisis detallado de colapso plástico. Se podría requerir algunas iteraciones debido a que la resistencia lateral de la pila podría ser afectada por los niveles de fuerza axial en las columnas.

Los modelos para las técnicas de análisis no lineal discutidas en la **Sección 3.5** pueden incluir elementos no lineales *rótula* en zonas de articulación plástica o elementos *resorte* en regiones de juntas y en la cimentación, tal como se muestra en la Fig. 3.17, con el fin de representar las características apropiadas de respuesta no lineal. Las conexiones entre la viga cabezal y las columnas en pilas compuestas de varias columnas han recibido una atención importante desde el *sismo de Loma Prieta de 1989*, donde el colapso de un tramo de 1km de largo del viaducto Cypress en la Interestatal 880 Oakland, California, fue

atribuido por lo menos parcialmente a fallas en las conexiones viga cabezal-columna, como se muestra en la Fig. 3.18.

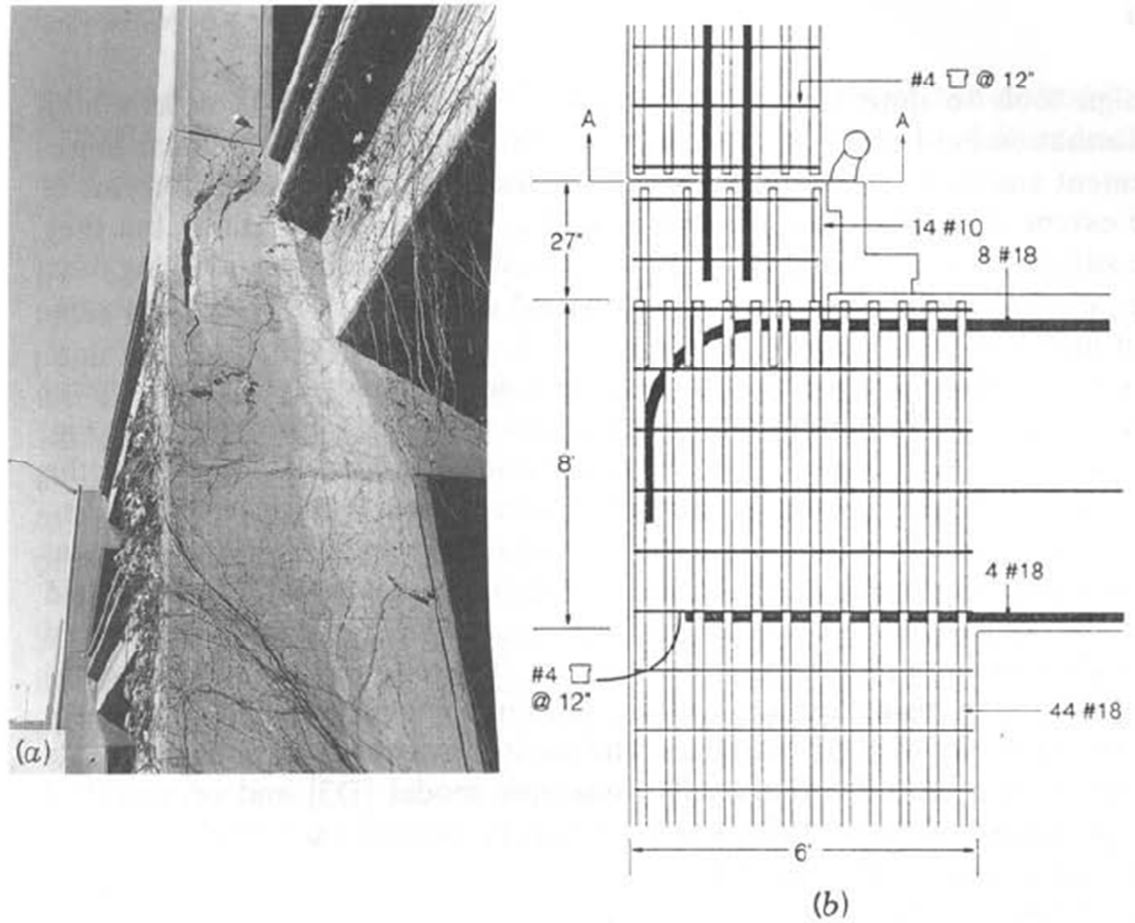


Figura 3.18: Colapso del viaducto Cypress, sismo de Loma Prieta 1989 (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

3.4.3 Modelos simplificados para puentes

Con reconocimiento de la importancia de los *desplazamientos* más que las fuerzas para la supervivencia, control de daño, y serviciabilidad de un puente durante un terremoto, el ***enfoque del análisis simplificado*** ha recibido nuevamente atención con respecto a un enfoque completamente basado en desplazamientos para respuesta sísmica de puentes.

El concepto fundamental del enfoque del análisis simplificado es explicado en la Fig. 3.19, donde el prototipo inelástico del puente completo es descrito por un sistema lineal elástico idealizado o modelo simplificado el cual describe el comportamiento fundamental ***fuerza dinámica – deformación*** de un modelo de puente inelástico con propiedades de rigidez y amortiguamiento lineales elásticas equivalentes. Mientras la masa del modelo simplificado es mantenida como constante, ambos sistemas de rigidez y amortiguamiento efectivo son ajustados de tal forma que el desplazamiento de respuesta del prototipo inelástico sea el mismo que el desplazamiento del modelo simplificado.

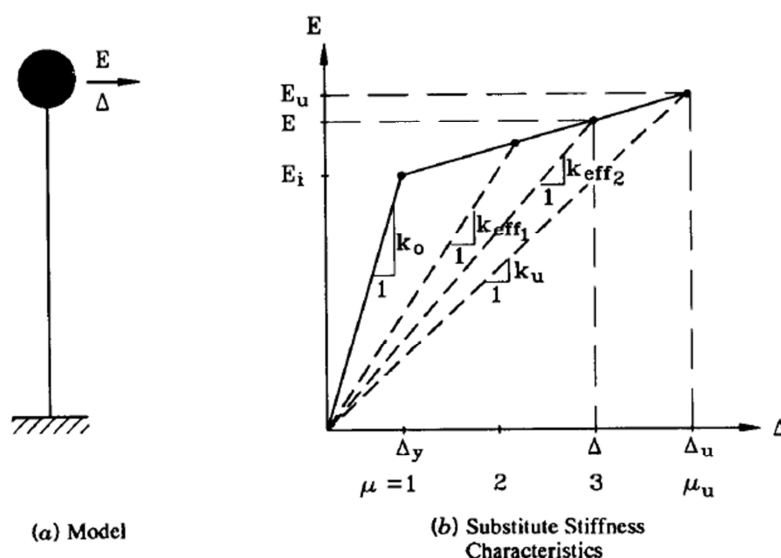


Figura 3.19: Modelo simplificado de puente
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Los dos parámetros necesarios para la caracterización del modelo simplificado, la **rigidez efectiva** k_{eff} y el **amortiguamiento efectivo** ξ_{eff} , son descritos esquemáticamente en la Fig. 3.20 como una función de la ductilidad de desplazamiento estructural μ_{Δ} para demostrar sus tendencias variacionales. Para sistemas de respuesta idealizados elasto-plásticos, la rigidez efectiva disminuye geoméricamente con aumentos de ductilidad, tal como se explica en la Fig. 3.20. Dependiendo del mecanismo dominante inelástico y de la correspondiente respuesta histerética carga-desplazamiento, varias relaciones de amortiguamiento efectivo como una función de la ductilidad pueden ser derivadas tal como se muestra esquemáticamente para los dos casos en la Fig. 3.19, con tasas de amortiguamiento efectivo que van

de menos del 2% para ductilidad 1 hasta más del 20% para ductilidad 6, para el ejemplo de un mecanismo de articulación plástica de Takeda para una columna tal como se muestra en la Fig. 3.23 (d), con un coeficiente de descarga de $\alpha = 0.5$ y una tasa de carga axial del 15% de la capacidad nominal del concreto de la sección bruta. Para articulaciones en vigas con bajos niveles de carga axial, el máximo valor para la tasa de amortiguamiento efectivo puede significativamente exceder el 20% del nivel, tal como se detalla en la **Sección 3.3.1(c)**, con un límite superior del 64% para mecanismos de respuesta perfectamente rígidos-plásticos. Debido a que el análisis simplificado depende de una solución lineal elástica para la ecuación general de movimiento (3.3) con solo amortiguamiento viscoso, los principios mencionados en la **Sección 3.3.1(c)** para encontrar coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente a partir de la respuesta histerética del prototipo de puente se aplican para la determinación de la tasa de amortiguamiento efectivo en el enfoque del modelo simplificado.

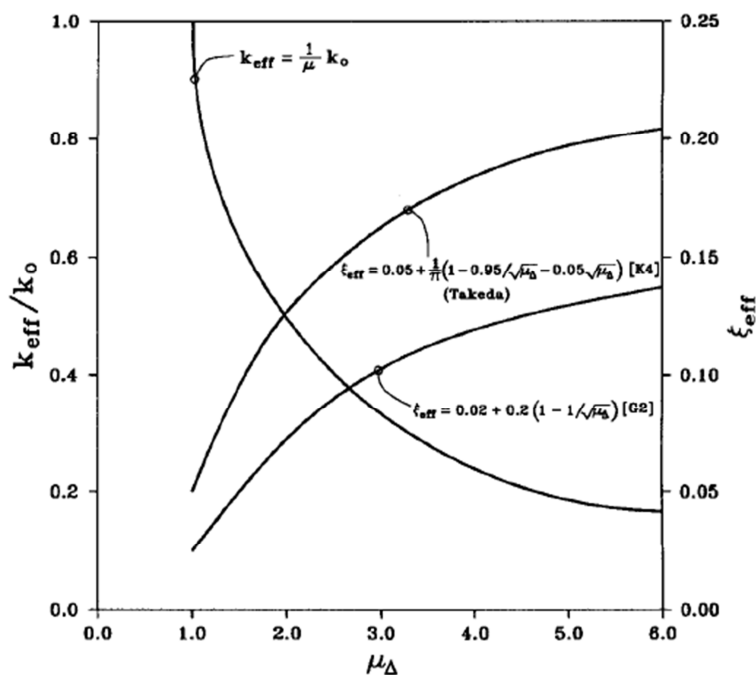


Figura 3.20: Parámetros del modelo simplificado para puentes (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

3.5 Métodos de análisis

3.5.1 Introducción a los tipos de herramientas de análisis

Las **herramientas de análisis** proveen el proceso matemático para extraer cantidades de respuesta a partir de los modelos descritos en la Sección 4.4. Basadas en la respuesta esperada de los elementos individuales, la forma en la cual la carga sísmica es simulada, y la consideración de los efectos geométricos, los diversos tipos de análisis pueden ser clasificados en herramientas que pueden proveer soluciones para:

(1)	Respuestas <i>lineales</i> de los materiales	$\langle L \rangle$
	Respuestas <i>no lineales</i> de los materiales	$\langle N \rangle$

(2)	Análisis <i>estáticos</i>	$\langle S \rangle$
	Análisis <i>dinámicos</i>	$\langle D \rangle$
	Simulación de respuesta <i>espectral</i>	$\langle R \rangle$

(3)	Efectos geométricos como $P - \Delta$	$\langle P \rangle$
	Grandes desplazamientos no lineales de la estructura	$\langle G \rangle$

Debido a que el objetivo del análisis es la evaluación de la respuesta sísmica de puentes en la forma de cantidades de capacidad y demanda, las herramientas de análisis útiles basadas en las características anteriores pueden mejor ser clasificadas por la manera en la cual se provee la fuerza sísmica.

3.5.2 Herramientas de análisis estáticas o cuasiestáticas

En muchos casos de análisis sísmicos es más conveniente aplicar la acción sísmica en la forma de una fuerza estática equivalente en el modelo del puente, particularmente cuando las distribuciones de fuerza sísmica y los modos de deformación probables pueden ser estimados. La magnitud de la fuerza estática equivalente es especificada como el coeficiente de aceleración absoluta a_g u obtenida a partir del sismo de diseño en la forma de una

aceleración pico esperada del terreno la cual luego necesita ser amplificada por un *factor apropiado* de aceleración de respuesta espectral para las características específicas del sitio o del suelo, tal como se muestra esquemáticamente en la Fig. 3.21, basado en el periodo fundamental esperado y asumiendo una tasa de amortiguamiento viscoso equivalente del 5%, descrito en la **Sección 3.3.1 (c)**. El coeficiente de aceleración a_s es luego multiplicado por el peso sísmico total W_s para determinar la fuerza sísmica:

$$E = W_s a_s \quad (3.48)$$

la cual está concentrada en el centroide de la masa sísmica, o distribuida proporcionalmente al modo de deformación fundamental esperado. Esta fuerza y patrón de distribución es luego aplicado a la estructura como una fuerza estática monotónica o en la forma de fuerza monotónica cuasiestática paso a paso o cíclica.

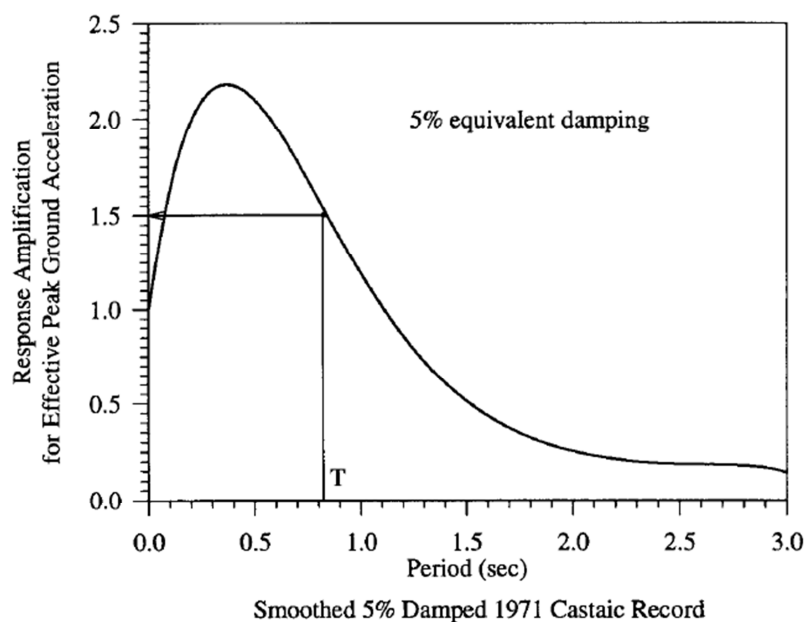


Figura 3.21: Forma amplificada de respuesta normalizada de aceleración espectral (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(a) ESTRATEGIAS DE SOLUCIÓN

Dependiendo de la habilidad del modelo analítico para capturar respuestas lineales, no lineales, de descarga o cíclicas, diferentes estrategias de solución necesitan ser adoptadas.

(i) Carga monotónica

Las fuerzas monotónicas son aplicadas en un paso para análisis lineales (L) o en forma incremental para análisis no lineales (N). Para análisis no lineales, se requieren herramientas de análisis las cuales permiten una estrategia de solución iterativa para balancear las fuerzas internas y externas para un nivel

de deformación dado. Las estrategias de solución no lineales más comunes son:

1. Soluciones paso a paso con una actualización de la rigidez tangente para cada intervalo de tiempo.
2. Soluciones paso a paso con corrección de equilibrio en el inicio de cada paso de carga.
3. Iteraciones Newton-Raphson, las cuales actualizan y corrigen la rigidez tangente para cualquier carga desbalanceada iterativamente durante cada paso de carga.
4. Iteraciones de rigidez constante, las cuales usan una rigidez constante en lugar de una rigidez tangente actualizada para corregir el desbalance de cargas durante cada paso de carga.

Mientras **las estrategias de solución paso a paso** requieren que la carga sea aplicada en incrementos pequeños, con la ruta correcta de fuerza-deformación mejor aproximada con un gran número de intervalos más pequeños, los procedimientos iterativos de análisis son independientes del tamaño del intervalo siempre que la carga aplicada no exceda la capacidad disponible, y las iteraciones son realizadas hasta que se alcance una precisión o tolerancia especificada. Para sistemas de puente altamente no lineales las

estrategias de solución Newton Raphson típicamente proveen una convergencia más rápida con menos esfuerzo computacional, mientras que las estrategias de iteración de rigidez constante son numéricamente más eficientes para sistemas que no son altamente no lineales y son más eficientes para sistemas muy dúctiles con deformaciones inelásticas grandes para pequeñas variaciones de carga (por ej. regiones donde la estructura del puente presenta una rigidez tangente cercana a cero o incluso una rigidez negativa).

(ii) Carga cíclica

Los análisis cuasiestáticos cíclicos pueden también ser realizados siempre que se dispongan de las herramientas de análisis las cuales pueden caracterizar carga y descarga del modelo del puente. Estas herramientas están basadas en estrategias de solución iterativas similares a las presentadas anteriormente pero con mayor complejidad para seguir cualquier ruta arbitraria de respuesta cíclica. Para diseño o evaluación sísmica de puentes, análisis totalmente cíclicos son raramente usados debido a incertidumbres en las características del componente cíclico, falta de confianza de modelos de acumulación de

daño cíclico, y patrones de carga cíclica las cuales no podrían de una manera realista simular la información sísmica actual.

Las áreas dedicadas a realizar análisis cíclicos están desarrollando ensayos a escala real de los componentes del puente para poder desarrollar características de fuerza cíclica – deformación con análisis detallados de elementos finitos para componentes estructurales o elementos de puentes a ser usados en otros modelos de análisis sísmico de puente.

(b) HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS

Dentro del campo del análisis cuasiestático, las herramientas de análisis más comúnmente usadas para la cuantificación de la respuesta sísmica del puente son:

1. Análisis lineales elásticos.
2. Análisis pushover
3. Análisis simplificados.

Los tres tipos de análisis pueden todavía ser desarrollados por cálculos hechos a mano al menos para partes individuales de la estructura del puente, como las columnas, pilas, o pórticos.

(i) Análisis Lineales Elásticos

Estas herramientas de análisis son usadas para (1) predecir o definir las características de rigidez de las columnas, pilas o pórticos modelados con propiedades lineales elásticas efectivas como se define en la **Sección 3.3.1(b)**, (2) determinar deformaciones y reacciones en el rango de respuesta lineal elástica para una carga sísmica cuasiestática equivalente, o (3) determinar desplazamientos estructurales para el rango de respuesta inelástica bajo la carga sísmica estática simulada asumiendo que los principios de desplazamientos equivalentes son aplicables o que una estimación de respuesta realística equivalente basada en principios de energía equivalente con la ayuda de la **Ec. (5.4)** puede ser derivada. Las herramientas analíticas para modelos lineales elásticos de puente consisten de cálculos hechos a mano usando vigas simples, pórticos, o modelos de armaduras; o de programas estándares de análisis estructural que van de códigos para pórticos bidimensionales hasta programas completos tridimensionales de elementos finitos con librerías de elementos que incluyen elementos como los mostrados en la Fig. 3.13 y proveen facilidades como pre y post-procesadores gráficos, generación automática de mallas, deformadas y optimización en el cálculo de frecuencias y pesos sísmicos.

(ii) Análisis de Mecanismos de Colapso

Una de las herramientas de análisis de carga sísmica equivalente más poderosa es el ***event scaling procedure***, usado principalmente para determinar la secuencia de acciones inelásticas, la formación de mecanismos locales, y la formación de un modo de colapso global. Debido a que este análisis de colapso es típicamente realizado para fuerzas sísmicas laterales, estos análisis son a menudo referidos a un ***análisis pushover***, debido a que para un patrón de distribución de carga sísmica lateral, el análisis pushover o fuerza de modo de falla lateral es determinado a través de la formación paso a paso de mecanismos locales o articulaciones plásticas. El análisis pushover utiliza la misma distribución de fuerza sísmica discutida anteriormente con una magnitud unitaria, y todas las fuerzas y deformaciones son escaladas hasta el primer evento especificado ocurra en la forma de acciones inelásticas. El cambio de la rigidez en los elementos debido al fisuramiento, formación de una articulación plástica, etc., pueden constituir eventos. En cada evento el modelo estructural es físicamente alterado para reflejar la ocurrencia del evento con un cambio de la rigidez de los elementos o la introducción de un mecanismo de articulación plástica. En esta manera en análisis pushover consiste de una secuencia de análisis lineales elásticos con

un cambio paso a paso del sistema estructural y puede ser desarrollado con cálculos manuales o por cualquier software de análisis estructural.

Los requerimientos para un análisis pushover son:

- (1)** Un modelo estructural lineal elástico.
- (2)** Cargas iniciales (cargas gravitacionales)
- (3)** Caracterización de todas las acciones o eventos no lineales importantes, típicamente en la forma de relaciones fuerza-deformación bi- o trilineales.

Debido a que algunos de estos eventos, como la capacidad de articulación por flexión, dependen del cambio de los niveles de carga axial, niveles críticos de carga axial son predeterminados basándose en el modo de colapso esperado, o ajustados iterativamente en cada incremento. Evidentemente, un ajuste iterativo de la capacidad es factible solo con un proceso automatizado. Existen programas con propósitos especiales como el SC-PUSH3D que iteran considerando los efectos de la carga axial, actualizan la rigidez estructural para cada intervalo de tiempo, y registran las deformaciones inelásticas.

Los resultados de un análisis pushover son las capacidades últimas de deformación de las pilas o pórticos, así como las demandas de deformación inelástica en mecanismos locales, relacionados con las capacidades

predeterminadas de las secciones. Debido a que las características de rigidez efectiva de subsistemas de puentes como pilas y pórticos pueden también ser obtenidas fácilmente a partir de análisis pushover, los modelos pushover pueden también ayudar en la evaluación de demanda sísmica espectral. El reciente reconocimiento de estas capacidades del análisis pushover ha permitido el desarrollo de códigos computacionales especiales para estructuras de puentes, sin embargo el mismo concepto de escala de evento ha estado disponible por muchos años en formas limitadas en códigos genéricos de análisis no lineal como la familia de programas computacionales DRAIN.

(iii) Análisis simplificados

El objetivo de un análisis simplificado es modelar la respuesta sísmica de un sistema de puente inelástico con sistema elástico equivalente con propiedades de rigidez y amortiguamiento efectivo, tal como se explicó en la **Sección 3.4.3**. En objetivo es determinar con un modelo sencillo lineal elástico en un enfoque de rigidez secante, como se representó en la Fig. 3.19, la respuesta inelástica de un puente para un dato sísmico específico dado en la forma de un espectro de respuesta.

3.5.3 Análisis con Espectros de Respuesta

Los análisis espectrales son herramientas de análisis por demanda para determinar cantidades de respuesta máxima a partir de un espectro de un registro dado o a partir de espectros de diseño afinados. Los modelos usados para análisis espectrales modales son modelos lineales elásticos basados en propiedades de rigidez efectiva y en tasas de amortiguamiento viscoso equivalente asumidas. Con estos requerimientos los análisis con espectros de respuesta pueden ser realizados:

- 1) Para sistemas de puente que se esperan que tengan un desempeño esencialmente en el rango lineal elástico, basados en propiedades fisuradas o efectivas de rigidez.
- 2) Para respuesta inelástica de sistemas de puente donde la respuesta equivalente es linealizada a la rigidez efectiva inicial y subsecuentemente modificada a manera de energía equivalente o principios de desplazamientos equivalentes.
- 3) Para análisis estructurales simplificados, como se mencionó en la **Sección 3.5.2.**

Los resultados de los análisis modales espectrales lineales elásticos son más aplicables a las estimaciones de desplazamientos de respuesta, debido a que

las estructuras de puente responden típicamente con un periodo fundamental T mayor que el periodo T_o en la máxima intensidad del espectro de respuesta ($T > T_o$), donde se aplican los principios de desplazamientos equivalentes. Las fuerzas equivalentes de los elementos necesitan ser ajustadas basándose en la **Ec. (5.4)**. Sin embargo, deberá reconocerse que los ajustes de fuerza basados en la **Ec. (5.4)** son estrictamente válidos solo para elementos en los cuales ocurren acciones inelásticas y que otros elementos están protegidos por los elementos inelásticos y por mecanismos en el prototipo del puente contra fuerzas mayores determinadas por el análisis modal estrictamente lineal elástico.

Además se debería reconocer que solo se determinan los valores máximos de respuesta modal, los cuales no ocurren en el mismo tiempo durante un registro tiempo-historia. Las técnicas de combinación modal mencionadas en la **Sección 3.3.2 (b)** toman en cuenta este efecto de los sistemas lineales elásticos de puentes. Sin embargo, debido a que las técnicas de análisis modal se basan en el principio de superposición, estas técnicas son válidas siempre y cuando ocurran pequeños desplazamientos, en adición a una respuesta lineal elástica.

Durante una respuesta sísmica inelástica de estructuras de puentes, los desplazamientos pueden exceder los pequeños desplazamientos tal como se estipulan en la teoría de desplazamientos pequeños, las frecuencias y modos de forma no pueden seguir siendo considerados armónicos simples debido a que dependen de la amplitud del desplazamiento. Con la validez del principio de superposición en cuestión, cualquier técnica de combinación de máximas cantidades de respuesta modal necesita ser probada en el dominio de respuesta inelástica.

Muchos programas de análisis modal proveen una masa efectiva o **factor de participación de masa** para cada modo. Este factor puede ser usado para determinar cuántos modos deberían ser considerados en una dirección de respuesta dada. La suma de las masas efectivas para todos los modos en una dirección de respuesta dada debe ser igual a la masa total del puente. La participación de la masa efectiva de 80-90% de la masa total del puente en cualquier dirección de respuesta dada puede ser considerada suficiente para capturar la respuesta dinámica dominante de la estructura del puente.

Algunos códigos de diseño sísmico de puentes permiten o especifican el uso de **espectros de respuesta inelásticos**, lo cual implica que el espectro de aceleración de respuesta ha sido modificado para tomar en cuenta acciones

de elementos dúctiles que resultan en ductilidades de desplazamiento estructural confiables. Las fuerzas obtenidas en los elementos a partir de estos espectros de aceleración de respuesta inelástica pueden luego ser consideradas directamente como las demandas máximas actuales de los elementos. Note que la herramienta básica de diseño es exactamente la misma que la usada para espectros de respuesta elástica utilizando características dinámicas a partir de un modelo lineal, con la excepción de que el espectro de aceleración de respuesta lineal elástica ha sido modificado por división con el **factor de reducción de fuerza Z** de la Ec. (5.4) y es expresado para diferentes niveles de desplazamiento estructural dúctil μ_{Δ} . El uso de un espectro de aceleración de respuesta inelástica requiere que:

1. Todos los elementos y juntas sean detalladas con el fin de alcanzar el nivel de ductilidad estructural postulado.
2. Solo se aplique para la determinación de fuerzas, no para velocidades o desplazamientos.

Los máximos desplazamientos serán calculados a partir del desplazamiento de fluencia Δ_{yi} y del nivel de ductilidad adoptado para el diseño como:

$$\Delta_m = \mu_{\Delta} \Delta_{yi} \quad (3.49)$$

Donde μ_{Δ} y Z están relacionados por la **Ec. (5.4)**.

3.5.4 Análisis con Tiempo-Historia

La última categoría de análisis comprende herramientas que utilizan un registro sísmico en particular y proveen una medición de la respuesta sísmica del puente a manera de tiempo-historia. Similar a los análisis estáticos o cuasiestáticos, en los análisis tiempo-historia se pueden analizar modelos con materiales elásticos lineales (L), materiales cíclicos no lineales (N), con geometría no lineal como los efectos $P - \Delta$ (P), o con geometría totalmente no lineal (G). Sin embargo tiene que representarse una dimensión adicional, *el tiempo t*, la cual trabajara con las 2 o 3 dimensiones espaciales existentes.

Para los análisis tiempo-historia de modelos de puentes se disponen de tres herramientas:

1. Integración paso a paso para la variable independiente t (tiempo)
2. Superposición en gráficos tiempo-historia modales normalizados
3. Evaluación de las contribuciones de respuesta que dependen de la frecuencia con transformación y superposición en el tiempo.

Debido a que se consigue poca información a partir de análisis tiempo-historia lineales elásticos para un sismo en particular, los métodos 2 y 3 no serán

discutidos más adelante debido a su dependencia en el principio de superposición.

Sin embargo los *análisis modales tiempo-historia paso a paso* se han empleado exitosamente en los análisis de respuesta dinámicos no lineales para modelos globales de puentes. Para cada intervalo linealizado se emplean procesos de superposición basados en vectores de carga Ritz enés de eigenvectores estándares, con el fin de obtener desplazamientos, velocidades, y aceleraciones para el intervalo de tiempo subsiguiente en el cual se pueden aplicar las desviaciones encontradas en la *fuerza de restauración* como correcciones para el vector de carga o iterativamente ser reducida.

La integración *paso a paso* del tiempo el cual es el enfoque más general, investiga la respuesta dinámica de la estructura para una secuencia de pulsos de fuerza que dependen del tiempo y son de longitud o de intervalo de integración Δt . La fuerza dependiente del tiempo $P_{eff}(t)$ es dividida en n intervalos de duración Δt y la respuesta del puente a la fuerza de impulso $P_{eff}(t - t_{i+1})$ es evaluada con las condiciones iniciales apropiadas para los desplazamientos nodales $u(t)$, velocidades $\dot{u}(t)$ y aceleraciones $\ddot{u}(t)$. Las estrategias de solución para la integración del tiempo van desde esquemas

explícitos condicionalmente estables hasta esquemas de integración implícitos incondicionalmente estables, siendo la diferencia más importante la estabilidad numérica de la solución.

Los esquemas de integración numéricos para el dominio t pueden tener problemas con la exactitud debido al periodo de distorsión así como también la estabilidad numérica cuando el intervalo de tiempo Δt no es lo suficientemente pequeño. Como una regla general, la solución numérica es estable en *esquemas de integración explícitos*, como por ejemplo el comúnmente usado método explícito de Newmark, lo cual puede obtenerse cuando el intervalo de tiempo Δt es seleccionado cumpliendo que:

$$\Delta t \leq \frac{T_n}{\pi} \quad (3.50)$$

donde T_n representa el periodo del modo de vibración significativo más alto.

Debido a que los modelos detallados MDOF pueden tener muchos modos con valores muy pequeños para T_i para los más altos, los intervalos basados en la Ec. (3.50) pueden llegar a ser extremadamente pequeños y exagerados en términos del análisis computacional. En estos casos los *modos más altos* pueden ser eliminados por medio de valores de amortiguamiento tal como se mencionará a continuación, o por medio de herramientas de análisis

implícitas incondicionales. Una vez que se garantiza la estabilidad numérica, la selección del intervalo de integración Δt es representada solo por la resolución deseada del modo más alto de vibración para ser graficado en la respuesta dinámica; por ejemplo, $\Delta t = T/10$ resulta en 5 puntos para la mitad de un ciclo de respuesta.

En los análisis tiempo-historia para sistemas de varios grados de libertad MDOF, surge un requerimiento adicional cuando la integración directa (paso a paso) de la ecuación del movimiento va a ser realizada, es decir la necesidad de una matriz definida de amortiguamiento explícita \mathbf{C} y no de coeficientes modales de amortiguamiento. Debido a que es muy difícil estimar la magnitud de los coeficientes de amortiguamiento c_{ij} y debido a que como se mencionó anteriormente, la aplicación del amortiguamiento en la forma de amortiguamiento viscoso es una necesidad matemática y no una propiedad del sistema del puente, se emplean matrices de amortiguamiento las cuales son proporcionales a la masa o rigidez, de la forma:

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} \quad \text{o} \quad \mathbf{c} = a_1 \mathbf{K} \quad (3.51)$$

Estas ecuaciones son ideales para usar en análisis de integración de tiempo para MDOF. En términos físicos, **la masa que es proporcional al amortiguamiento** varía geoméricamente con la frecuencia y afecta

principalmente a los componentes de baja frecuencia, mientras que **la rigidez que es proporcional al amortiguamiento** tiene una relación lineal con la frecuencia, *sin amortiguamiento* para los componentes bajos y *con amortiguamiento alto* para los componentes de alta frecuencia (Fig. 3.22). Los mejores resultados se obtienen de una combinación de los dos en la forma de la ecuación de Rayleigh:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (3.52)$$

resultado en la relación entre la tasa de amortiguamiento ξ_n y la frecuencia ω_n de:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1 \omega_n}{2} \quad (3.53)$$

Esta ecuación tiene la forma mostrada en la Fig. 3.22 y puede ser ajustada con los dos parámetros a_0 y a_1 para satisfacer al menos dos tasas de amortiguamiento, ξ_j y ξ_k , las cuales están asociadas con dos de los modos. Los **modos j y k** , para los cuales el amortiguamiento está especificado, son típicamente la frecuencia fundamental (por ejemplo, $j = 1$) o el modo de respuesta dinámica con la más alta participación de la masa, y uno de los modos más altos que contribuye significativamente a la respuesta estructural, lo cual resulta que todos los modos tengan frecuencias mayores que ω_k para

ser más amortiguadas y con modos de frecuencia muy altos eliminados efectivamente.

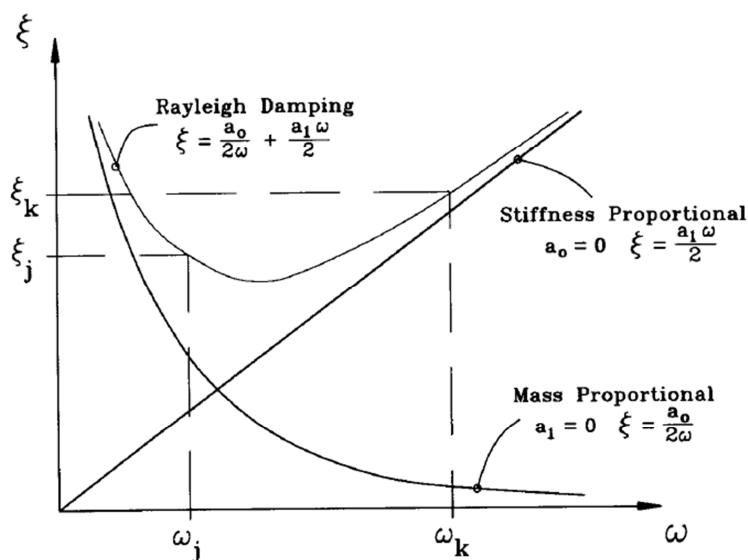


Figura 3.22: Coeficientes de la matriz de amortiguamiento viscoso (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Para análisis tiempo-historia no lineal la carga y la respuesta son divididas en una secuencia de intervalos cortos de tiempo Δt durante el cual el sistema es linealizado o evaluado como un sistema lineal con las características del sistema que existen en el comienzo del intervalo de tiempo. Al final del intervalo Δt las propiedades del sistema son ajustadas para reflejar las nuevas fuerzas y estados de deformación internos en la forma de una nueva matriz tangente de rigidez la cual es usada durante el siguiente intervalo. Debido a que surgen problemas similares concernientes a la estabilidad de sistemas numéricos con esquemas de integración de tiempo

condicionalmente estables o explícitos tal como se indicó para sistemas lineales, el uso de esquemas de integración implícita ya no son tan fáciles de aplicar desde que la información de la rigidez del intervalo subsiguiente es requerida. Debido a la complejidad requerida en la caracterización de los elementos totalmente cíclicos, los análisis no lineales de tiempo-historia están típicamente limitados para modelos de pórticos en dos o tres direcciones.

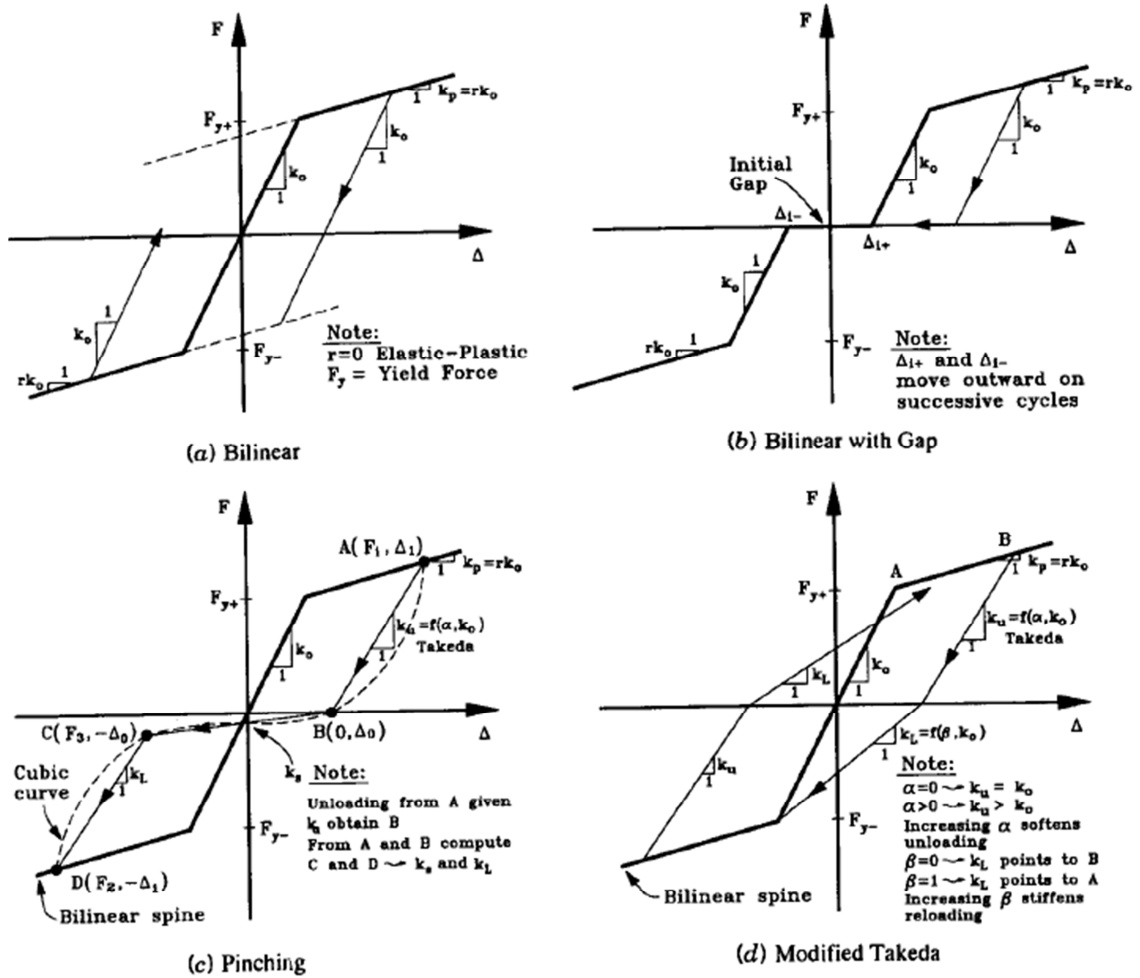
Desde que los análisis no lineales de tiempo-historia combinan tanto **la demanda** de la evaluación sísmica a manera de registros de un terremoto **y la capacidad** a manera de caracterización de elementos cíclicos no lineales, las capacidades sísmicas y las demandas para la estructura global del puente pueden ser evaluadas y comparadas simultáneamente. Sin embargo, tal evaluación simultánea es útil solo si:

1. Características de respuesta locales no lineales pueden describir las no-linealidades esperadas en el prototipo.
2. Condiciones de frontera entre el suelo y las zapatas o estribos pueden ser definidas en la forma de condiciones de frontera reales.
3. La interacción entre las componentes del puente en los estribos y en las juntas de expansión puede ser caracterizada

4. Valores apropiados de amortiguamiento viscoso equivalente para respuesta total del puente pueden ser definidos en adición de la respuesta histerética explícitamente modelada para elementos individuales.

La correcta elección de las herramientas de análisis tiempo-historia no lineal, depende de la importancia de la medición de respuestas multidireccionales y de la habilidad para modelar los elementos no lineales cíclicos. Los programas pueden ser evaluados en la medida de que exista *una librería completa* de elementos histeréticos para modelos de fuerza-deformación, *la disponibilidad de reglas* de capacidad de degradación cíclica, y las capacidades de subestructuración para desarrollar modelos con componentes estructurales razonables con el fin de minimizar el problema de tamaño. Se han desarrollado varias reglas de histéresis en la forma de **relaciones de fuerza-deformación** con el fin de representar el comportamiento inelástico de barras, vigas o columnas. Las reglas más comunes están resumidas en la Fig. 3.23 y consiste de (a) patrones elasto-plásticos simples bilineales con características de carga y descarga de la rigidez inicial (por ejemplo, para caracterizar la elasticidad del suelo), y (b) modelos con espacios en conjunción con (a) para modelar el socavamiento del suelo e impacto, o comportamiento restringido en las juntas de movimiento. Las articulaciones para vigas o

columnas con varios *grados de compresión*, carga y descarga de la rigidez pueden ser descritas con los **modelos de Takeda** mostrados en la Fig. 3.23 (c) y (d).



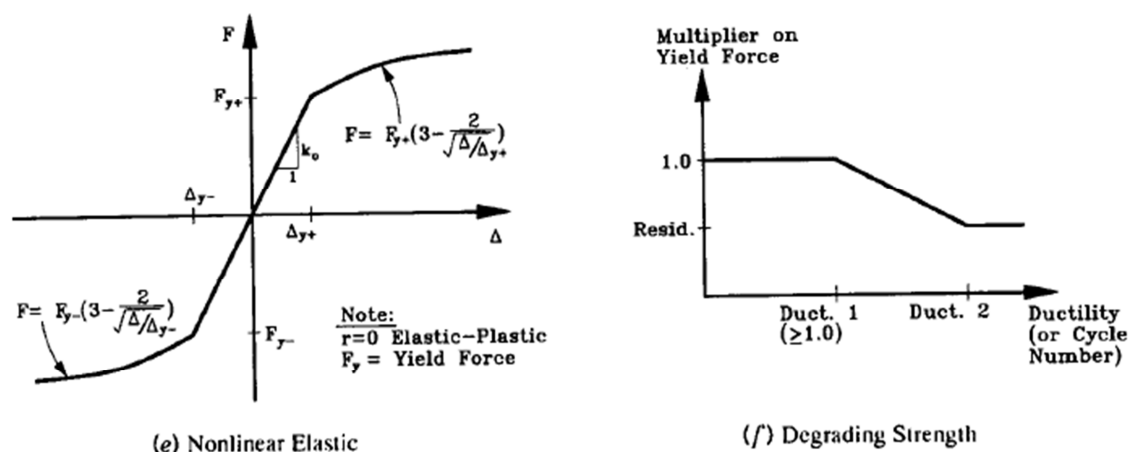


Figura 3.23: Reglas de histéresis típicas para programas de análisis no lineal (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Las reglas de histéresis de Takeda están caracterizadas por una rigidez de descarga suavizada con ductilidad creciente de la forma:

$$k_u = k_0 u^{-\alpha} \quad (3.54)$$

dónde k_0 representa la rigidez inicial efectiva para el punto de fluencia, u el nivel de ductilidad definido por la máxima deformación esperada dividido por la deformación de fluencia, y k_u la rigidez resultante de la descarga para $u > 1$.

Calibraciones de la Ec. (3.54) para lazos de histéresis obtenidos experimentalmente de numerosos componentes estructurales de hormigón armado en puentes realizados por **Caltrans** en la Universidad de California-San Diego, mostraron un rango para α que va desde 0.25 hasta 0.7. Un factor de descarga α de 0.25 puede ser usado para describir el comportamiento del

mecanismo de una articulación para una viga de hormigón armado sin carga axial [Fig. 3.23 (d)], y para la articulación flexionante de una columna con fallas por aplastamiento puede ser modelada con la relación de compresión en la Fig. 3.23 (c); y un factor de descarga de $\alpha = 0.5$ a 0.7 con los niveles más altos de carga axial, excediendo un 15% de la capacidad nominal de la sección bruta de la columna. Los análisis de respuesta por balanceo (Rocking) en zapatas y pilas pueden ser descritos con modelos no lineales elásticos, tal como se muestra en la Fig. 3.23 (e). Debido a que la carga cíclica, la penetración por fluencia, la degradación por cortante y los efectos $P - \Delta$ pueden disminuir las capacidades con niveles de ductilidad elevados, las reglas para fuerza-degradación mostradas en la Fig. 3.23 (f) las cuales están basadas en una ductilidad creciente, deben estar disponibles.

En caso de que se requiera una respuesta multidireccional, se necesita del uso de programas de pórticos en tres dimensiones, con las superficies de fluencia y falla apropiadas. Debido a la gran cantidad de datos requeridos para el desarrollo del modelo, las cantidades de respuesta producidos por el análisis, y las complejidades inherentes de un programa de análisis no lineal, se requieren de gráficos antes y después del proceso, y también de un buen asesoramiento analítico de ingeniería.

Las mayores limitaciones hasta la actualidad de los análisis no lineales de tiempo-historia son:

1. La complejidad de los programas en general, lo cual limita las aplicaciones recomendadas para diseñadores con experiencia y analistas.
2. La falta de comportamiento no lineal por cortante y modelos de falla, y su interacción con la acción inelástica flexionante.
3. La falta de modelos no lineales cíclicos describiendo fenómenos de falla comunes en el refuerzo, tales como deslizamientos, vueltas de empalme descementados, varillas longitudinales curvadas (pandeo).
4. La falta de modelos de acumulación de daño confiables y su habilidad de predecir o incorporar efectos locales tales como el desprendimiento del recubrimiento de hormigón, y el pandeo de varillas, los cuales pueden iniciar estados límites de falla crítica.

Debido a que *los análisis no lineales de tiempo-historia* solo evalúan la respuesta del modelo del puente para un registro de un terremoto en particular, y desde que la intensidad, duración, contenido de frecuencia, y variaciones de tiempo y espacio del evento sísmico actual para un sitio de puente dado están asociados con un alto número de incertidumbre, *pueden ser usados* en diseño y evaluación sísmica de puentes solo cuando el modelo

con todas las variaciones de los parámetros estructurales es expuesto no solo para uno sino para varios registros sísmicos representativos.

Una serie de registros sísmicos derivados de diferentes terremotos potenciales y modificados con la variabilidad de las condiciones del suelo locales pueden ser usados para proveer una base razonable para las mediciones de respuesta de diseño o evaluación. Por ejemplo, las *normas del UBC* (Uniform Building Code), las cuales recomiendan el uso de la máxima respuesta de tres o el promedio de respuesta de siete registros sísmicos como la base para diseño de edificios, podrían ser adoptadas. Alternativamente se podrían emplear ***movimientos de terrenos sintéticos*** de tiempo-historia, generados para aproximar el espectro específico de respuesta. Debido a todas las incertidumbres del registro de aceleraciones, de los componentes estructurales y sus interacciones, las herramientas de análisis de tiempo-historia deberían ser usadas al final de la evaluación sísmica del puente con el fin de verificar los estados límites para el diseño o evaluación, enés de exclusivamente revisar su definición numérica.

CAPÍTULO IV:

PROPIEDADES DE

LOS MATERIALES

PARA DISEÑO

SÍSMICO

CAPÍTULO IV.

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA DISEÑO SÍSMICO

4.1 Propiedades del Concreto

El concreto reforzado en la actualidad sigue siendo uno de los materiales más usados en la construcción de obras de Ingeniería Civil debido a su versatilidad y economía, es por eso que desde hace más de tres décadas los ingenieros han desarrollado una serie de investigaciones con el objetivo de lograr que el concreto reforzado presente un buen comportamiento ante sismos.

El hormigón armado está compuesto por el hormigón simple y el acero de refuerzo. El primero, es un material heterogéneo producto de la mezcla del cemento, agregados y agua que resiste los esfuerzos de compresión y el segundo, está conformado por varillas longitudinales y transversales que le dan a los elementos la resistencia a la tensión que el concreto simple no puede soportar. El hormigón armado posee un comportamiento complejo que ha sido analizado en gran parte por medio de la experimentación en laboratorios y para comprender mejor este comportamiento se estudiarán a continuación las propiedades mecánicas de sus componentes por separado.

4.1.1 Concreto No Confinado

El concreto simple tiene como característica principal ser resistente a la compresión, esto lo hace apropiado para construir elementos sometidos principalmente a este tipo de esfuerzos, tales como columnas o arcos; sin embargo, es un material relativamente frágil, con una baja resistencia a la tensión en comparación con la resistencia a compresión.

4.1.1.1 Esfuerzo de Compresión

La resistencia a la compresión se mide a través de especímenes cilíndricos con una relación de altura a diámetro igual a 2. Depende del contenido y tipo de cemento, de la relación agua cemento de la mezcla de diseño, gradación, resistencia y forma del agregado y por último de la edad del concreto.

Los cilindros se curan al vapor a aproximadamente 21°C, generalmente por 28 días, y posteriormente se ensayan en el laboratorio cargándolos longitudinalmente a una tasa lenta de deformación para alcanzar la deformación máxima en 2 o 3 minutos. La resistencia a la compresión obtenida de tales ensayos se conoce como *resistencia del cilindro* f'_c y es la principal propiedad especificada para propósitos de diseño. Los esfuerzos en el rango de $22.5 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 45 \text{ MPa}$ (3.25 a 6.5 ksi) son comúnmente

usados en el diseño sísmico. Resistencias mayores no son comúnmente adoptadas por el incremento de la fragilidad.

La resistencia a la compresión es casi universalmente definida por la resistencia que alcanzan los cilindros ensayados en los laboratorios a los 28 días; sin embargo, la resistencia real del concreto a los 28 días, en obra, usualmente excede esa resistencia definida en un promedio de 20 a 25% y además continúa ganando resistencia con la edad, por lo tanto, la resistencia real del concreto cuando el sismo ocurre probablemente excederá de manera considerable la resistencia especificada.

Los ensayos realizados en núcleos de concreto, tomados de puentes en California y construidos en los 50's y 60's, han revelado entre 1.5 y 2.7 veces la resistencia especificada. Esto puede ser considerablemente importante en la evaluación sísmica de puentes más viejos y podría ser utilizado en el diseño de nuevos puentes.

En la Fig. 4.1 se presentan curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas de cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial en una prueba desarrollada durante varios minutos. Las curvas son casi lineales hasta aproximadamente un medio de la resistencia a la compresión f'_c . Para los concretos de alta resistencia el pico de la curva es más agudo en tanto que,

para los de baja resistencia es casi una planicie. Es importante mencionar que mientras mayor sea la resistencia a la compresión, f'_c , la deformación asociada, ϵ_c , disminuye y en el esfuerzo máximo, es aproximadamente 0.002. A deformaciones más elevadas, después de alcanzarse el esfuerzo máximo, todavía pueden transmitirse esfuerzos aunque se hacen visibles grietas paralelas a la dirección de la carga en el concreto.

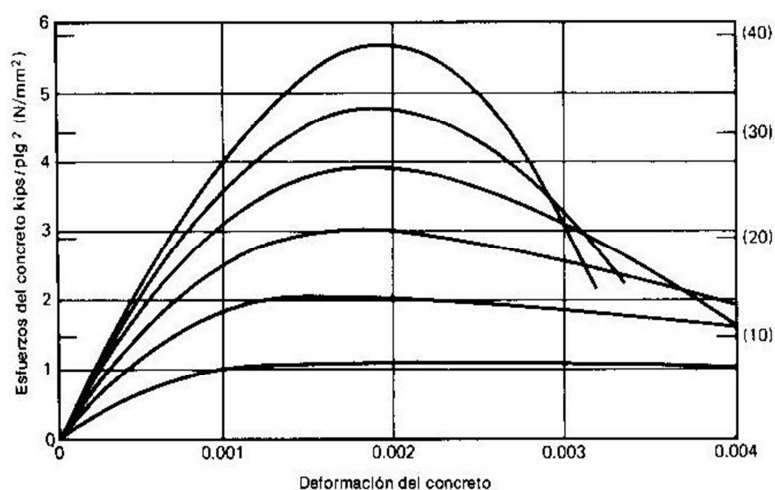


Figura 4.1: Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados en compresión (Tomado de Park y Paulay 1997)

4.1.1.2 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad E_c usado para el diseño generalmente está basado en la medición secante bajo una carga de compresión lentamente aplicada hasta alcanzar un esfuerzo máximo de $0.5f'_c$. Las expresiones de diseño relacionan

el módulo de elasticidad con la resistencia a la compresión por medio de la siguiente ecuación:

$$E_c = 0.043w^{1.5}\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (4.1)$$

Donde w es el peso unitario del hormigón. La ecuación 4.1 es válida para valores entre 1400 y 2500 kg/m³. Para hormigones de peso normal, E_c se define como:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (4.2)$$

Los estudios han demostrado que la **curva esfuerzo-deformación** depende de la resistencia del concreto; sin embargo, una aproximación muy usada antes del esfuerzo máximo es una parábola de segundo grado.

La ecuación 4.1 sobrestima los valores promedios de E_c . A partir de los ensayos realizados a escala real de estructuras, se ha observado que los cilindros dan una estimación baja del módulo de elasticidad "in situ". De igual forma, la resistencia a compresión del hormigón, tiende a exceder el valor nominal obtenido a los 28 días.

Cuando la carga se aplica con una tasa rápida de deformación aumentan tanto el módulo de elasticidad como la resistencia del concreto. Las cargas repetidas de compresión con elevada intensidad producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación. La Fig. 4.2

muestra los datos de pruebas obtenidos por Sinha, Gerstle, y Tulin para tasas lentas de deformación.

En las pruebas de carga a largo plazo en concreto no confinado, se encontró que la resistencia a compresión bajo una carga sostenida equivale aproximadamente al 80% de la resistencia a corto plazo.

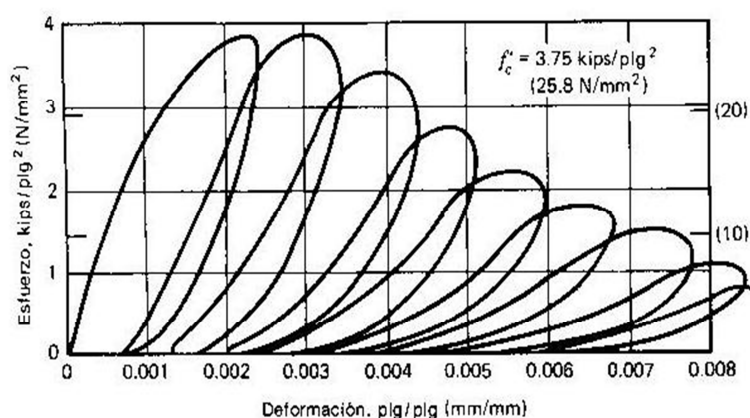


Figura 4.2: Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de concreto con carga cíclica de compresión axial repetida de alta densidad. (Tomada de Park y Paulay 1997).

4.1.1.3 Esfuerzo de Tensión

La contribución de la resistencia a tensión del concreto a la resistencia confiable de los miembros bajo acción sísmica es ignorada por su naturaleza variable y la posible influencia de la contracción o movimiento inducido por el agrietamiento. Sin embargo; es necesario estimar la tensión del miembro o su comportamiento a flexión en el comienzo del agrietamiento para asegurar en

ciertos casos que la capacidad de la sección reforzada no sea excedida. Para este propósito, pueden asumirse valores altamente conservadores para la resistencia a la tensión de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$f'_t = \begin{cases} 0.5\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 6\sqrt{f'_c} \text{ psi} & \text{concreto en tensión directa} & (4.3 a) \\ 0.75\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 9\sqrt{f'_c} \text{ psi} & \text{concreto en tensión por flexión} & (4.3 b) \end{cases}$$

Debido a la complejidad para lograr la tensión axial, que por lo general es 20% de la resistencia a la compresión o menos; en lugar de la prueba de tensión directa, los especímenes se someten a la **prueba brasileña**. En la Fig. 4.3 se muestra esta prueba que mide de manera indirecta la resistencia a tensión del concreto en términos del esfuerzo calculado de tensión a que se rompe un espécimen colocado horizontalmente en una máquina de prueba y cargado a lo largo de un diámetro. El esfuerzo de ruptura de tensión a través del diámetro se encuentra de la relación $2P/(\pi h d)$, en que P es la carga aplicada durante la ruptura, h la longitud del cilindro, y d el diámetro del mismo.

La resistencia a la tensión también puede calcularse a través de pruebas de flexión realizadas en vigas de concreto simple. El módulo de rotura es el esfuerzo de tensión por flexión y se calcula de la fórmula M/Z , donde M es el momento flexionante cuando ocurre la falla del espécimen y Z es el módulo de sección de la sección transversal. Por lo general, la resistencia a tensión de

cilindro obtenida en la prueba brasileña es de 50 a 75% del módulo de rotura. La diferencia entre estos dos métodos se debe primordialmente a que la distribución de esfuerzos en el concreto del miembro a flexión no es lineal cuando la falla es inminente.

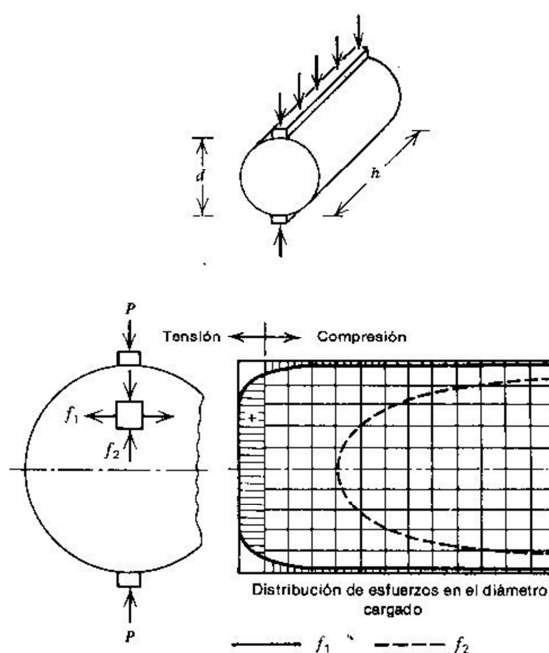


Figura 4.3: Prueba brasileña para la medición de la resistencia a tensión (Tomado de Park y Paulay, 1997)

4.1.2 Concreto Confinado

Como se ha explicado en las secciones anteriores, el concreto es un material muy resistente a la compresión y muy poco resistente a la tensión. De hecho, generalmente se desprecia el concreto a tensión en los cálculos de resistencia de los miembros de una estructura. Por esta razón es que en la práctica se

puede confinar el concreto mediante el uso de refuerzo transversal en forma de hélices o aros de acero espaciados a una cierta distancia.

4.1.2.1 Efecto del confinamiento del acero de refuerzo

En el diseño de puentes, la ductilidad es normalmente provista por las rótulas plásticas de las columnas. El efecto de la compresión axial en estos miembros es iniciar el desprendimiento del recubrimiento en lugar de pequeños desplazamientos plásticos. A menos que se proporcione un correcto y apropiado refuerzo transversal para confinar el concreto comprimido dentro del núcleo y para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal, la falla probablemente ocurrirá. En conjunto con el refuerzo longitudinal el refuerzo transversal poco espaciado, que restringe la expansión lateral del concreto que acompaña al comienzo del aplastamiento, mantiene la integridad del núcleo, permite esfuerzos de compresión más altos y lo más importante, la zona a compresión soportará mayores deformaciones por compresión antes de que ocurra la falla.

a) Confinamiento por espirales o aros

Debido a su forma, los espirales o aros son sometidos a tensión axial cuando el concreto se expande, por lo tanto, proveen una presión de confinamiento radial y uniforme alrededor de la circunferencia, lo cual se puede apreciar en la Fig. 4.4(a). La presión máxima lateral efectiva f_l que puede ser inducida por el concreto se produce cuando los espirales o aros alcanzan su esfuerzo de fluencia f_{yh} . De acuerdo con el diagrama de cuerpo libre de la Fig. 4.4 (b), el equilibrio se logra con la ecuación:

$$f_l = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{d_s s} \quad (4.4)$$

donde d_s es el diámetro del aro o espiral, A_{sp} el área de la varilla y s es el espaciamiento longitudinal de la hélice.

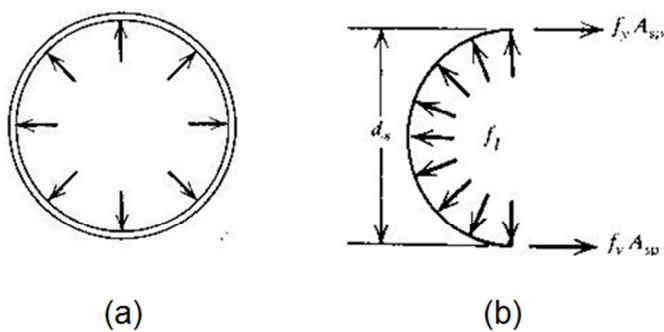


Figura 4.4: Confinamiento del concreto mediante refuerzo helicoidal
(Tomado de Park y Paulay, 1997)

El espaciamiento del acero transversal es un punto que se debe tomar en cuenta, ya que mientras menor sea este habrá un confinamiento más efectivo, como se presenta en la Fig. 4.5. El confinamiento está definido por el arqueado del concreto entre las varillas transversales y si el espaciado es grande no puede confinarse un gran volumen de concreto, por lo que éste podría desprenderse. La cuantía y tamaño del refuerzo longitudinal también tienen influencia en el confinamiento ya que las varillas longitudinales generalmente tienen diámetro grande, por lo tanto también pueden confinar el concreto.

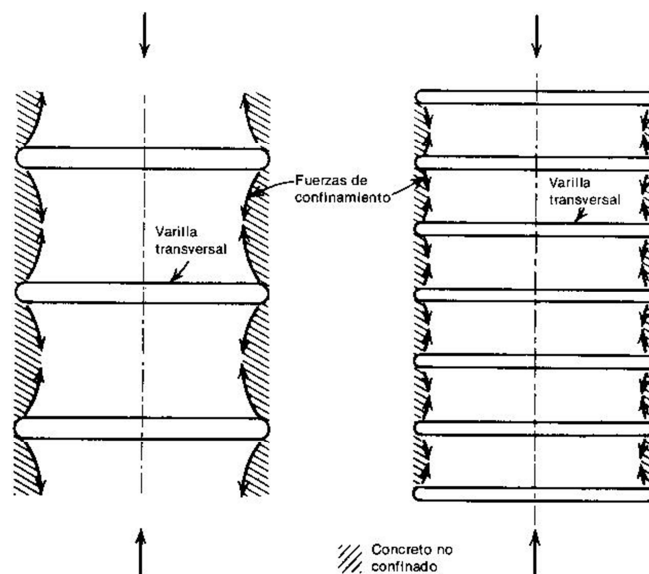


Figura 4.5: Efecto del espaciamiento del acero transversal en la eficiencia del confinamiento (Tomado de Park y Paulay, 1997)

b) Confinamiento por estribos rectangulares

Los estribos rectangulares solo pueden aplicar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas, debido a que la presión del concreto contra sus los lados tiende a flexionarlos hacia afuera como muestra la Fig. 4.6 con líneas punteadas. Como consecuencia, una parte considerable de la sección transversal del concreto puede no estar confinada. Debido al arqueado interno, el concreto está confinado efectivamente solo en las esquinas y en la región central de la sección. ***Se puede concluir que los aros o espirales son más eficientes en el confinamiento del concreto; sin embargo, los estribos cuadrados producen un aumento significativo en la ductilidad y muchos investigadores han observado cierto aumento en la resistencia.***

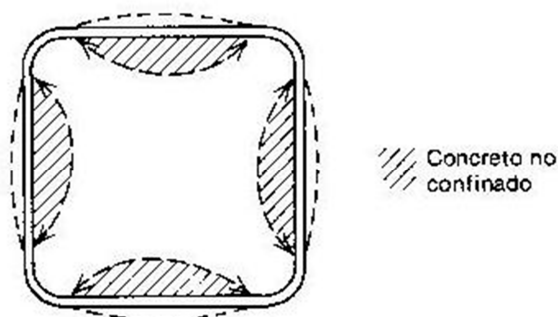


Figura 4.6: Confinamiento por estribos rectangulares
(Tomado de Park y Paulay, 1997)

El confinamiento provisto por los estribos cuadrados o rectangulares puede aumentarse significativamente por medio del uso de vinchas, estribos superpuestos y estribos interiores como se muestra en la Fig. 4.7 (b), (c) y (d). La presencia de varillas longitudinales bien distribuidas alrededor del perímetro de la sección, amarradas mediante alambres al refuerzo transversal, también ayuda al confinamiento. El concreto ejerce la fuerza contra la varilla longitudinal y el refuerzo transversal proporciona las reacciones de equilibrio en las varillas longitudinales [Figura 4.7 (e) y (f)].

Cuando la sección posee un gran número de varillas longitudinales se requiere una disposición compleja del refuerzo transversal y de las vinchas para evitar el pandeo de las mismas. Debido a que las columnas de puentes son normalmente grandes, necesitan de muchas varillas longitudinales, por lo que las columnas circulares son preferidas antes que las rectangulares, a menos que el refuerzo en las rectangulares este conformado por círculos intersecados.

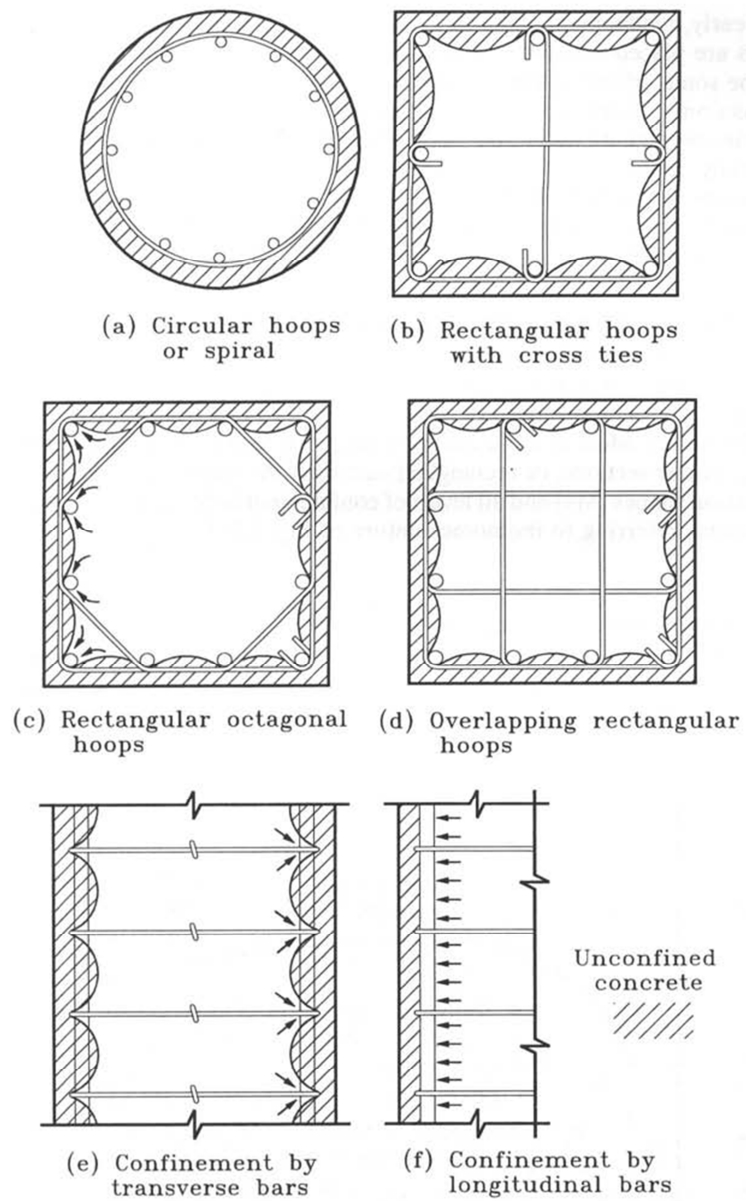


Figura 4.7: Confinamiento de secciones de columna con refuerzo transversal y longitudinal (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

4.1.2.2 Relaciones Esfuerzo – Deformación

El objetivo del confinamiento es incrementar la resistencia a la compresión y la deformación última del concreto. Se han desarrollado muchas relaciones esfuerzo-deformación para el concreto confinado y la mayoría de ellas son aplicables a un rango restringido de condiciones, por ejemplo para secciones circulares o rectangulares. El modelo de Mander se publicó en 1988 y es aplicable para todas las formas de secciones y todos los niveles de confinamiento.

4.1.2.2.1 Modelo de Mander

Inicialmente, el Modelo de Mander fue desarrollado para estudiar miembros de hormigón con refuerzo transversal en espiral. Este modelo se basa en el desarrollo de un nivel de confinamiento constante debido a la fluencia en el acero de refuerzo.

El modelo de Mander está definido por la curva de la Fig. 4.8 y las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (4.5)$$

dónde:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (4.6)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (4.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4.9)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (4.10 a)$$

$$E_c = 60000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{psi}) \quad (4.10 b)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.11)$$

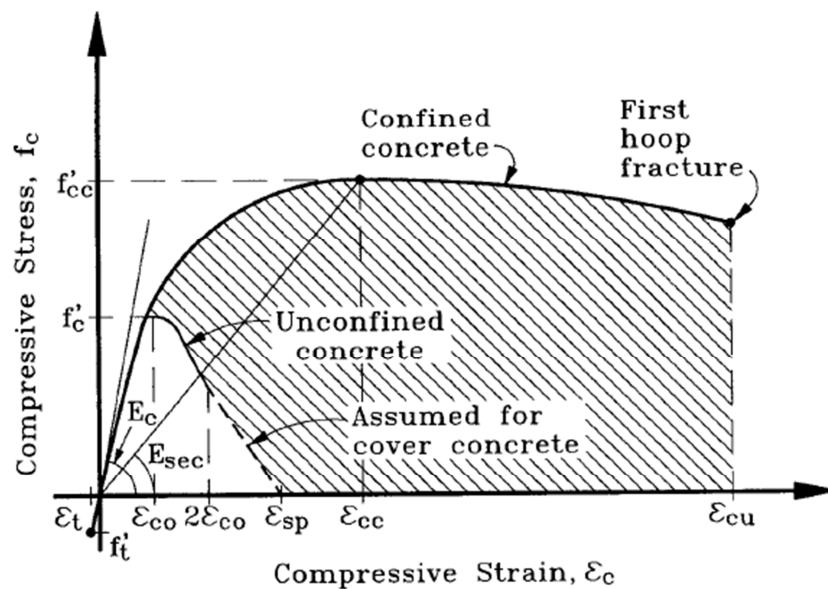


Figura 4.8: Modelo de Mander para el concreto en compresión
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

En las ecuaciones (4.5) a (4.11), f'_{cc} , ε_{cc} y f'_l son el esfuerzo del concreto, la deformación en el esfuerzo pico y el esfuerzo efectivo lateral de confinamiento, respectivamente. Con $f'_l = 0$, las expresiones (4.5) a (4.11) producen un conjunto de ecuaciones apropiadas para el concreto no confinado.

El esfuerzo lateral efectivo de confinamiento, f'_l , está relacionado al esfuerzo de confinamiento promedio de las secciones circulares f_l por medio de la expresión:

$$f'_l = K_e f_l \quad (4.12)$$

Para las secciones rectangulares, con diferentes cuantías de refuerzo transversal ρ_x y ρ_y en las direcciones principales, se han desarrollado esfuerzos de confinamiento de acuerdo con las siguientes relaciones:

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad (4.13 a)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \quad (4.13 b)$$

En las ecuaciones (4.12) y (4.13), K_e es un coeficiente de efectividad de confinamiento, que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado para el área nominal del núcleo, delimitada por la línea central del aro de confinamiento. Los valores típicos de K_e son de 0.95 para las secciones

en la energía absorbida por el concreto como resultado del confinamiento.

Este aumento de energía absorbida se presenta sombreado en la Fig. 4.8.

Un valor estimado y conservador para la deformación última por compresión está dado por la ecuación:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4.14)$$

donde ε_{su} es la deformación del acero en el esfuerzo máximo de tensión y $\rho_s = 4A_{sp}/d_s s$ es la relación volumétrica del acero de confinamiento. Para las secciones rectangulares $\rho_s = \rho_x + \rho_y$. Los valores típicos para ε_{cu} van desde 0.012 a 0.05, un incremento de 4 a 6 veces sobre el valor normalmente asumido para el concreto no confinado. La ecuación (4.14) ha sido formulada a partir de secciones confinadas bajo carga axial. Cuando se trata de estimar la deformación última por compresión en secciones sujetas a flexión o a compresión combinada con flexión, la ecuación (4.14) tiende a ser conservadora en al menos el 50%.

Además, la ecuación (4.14) ha sido desarrollada basándose en el comportamiento de los elementos a compresión axial en la región central. ***En algunos casos, la sección crítica se produce inmediatamente adyacente al miembro de apoyo (zapatas o viga cabezal).*** La rigidez del miembro de apoyo

proporciona confinamiento adicional a la región crítica. Bajo tasas de deformación sísmica, el concreto presenta una pequeña, pero significativa mejora en la resistencia a compresión, a la tensión y en el módulo de elasticidad. Estos efectos pueden generalmente ser ignorados en el diseño y en el análisis, conforme disminuyen bajo cargas repetidas.

4.2 Comportamiento del Acero

La resistencia útil tanto a tensión como a compresión de los aceros comunes; es decir la resistencia a la fluencia, es aproximadamente quince veces la resistencia a la compresión del concreto estructural común y más de 100 veces su resistencia a la tensión. El acero es un material mucho más caro que el concreto, por lo cual se los utiliza en combinación para que el acero resista los esfuerzos de tensión y el concreto los de compresión. El refuerzo también se utiliza para resistir esfuerzos de compresión, especialmente cuando se desea reducir la sección transversal de elementos a compresión. Aunque no fuera necesario reducir las secciones, es esencial colocar una cuantía mínima de acero para prevenir y soportar esfuerzos de tensión inesperados y producidos por pequeños momentos flectores accidentales que pueden agrietar y producir inclusive la falla del elemento no reforzado.

Para lograr una acción efectiva del acero de refuerzo es necesaria una adherencia fuerte entre los elementos para que éstos se deformen de forma conjunta y evitar movimientos relativos entre las varillas y el concreto circundante.

4.2.1 Características Monotónicas

La ductilidad de los elementos estructurales de concreto reforzado depende de la capacidad del acero de refuerzo para soportar repetidos ciclos de carga a elevados niveles de deformación plástica sin reducción significativa de los esfuerzos. En la Fig. 4.10 para los aceros de refuerzo típicos, el comportamiento de la relación esfuerzo – deformación es caracterizado por una porción inicial elástica lineal con un módulo de aproximadamente 200 GPa (29000 ksi), hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia f_y , seguido por una plataforma de cedencia de longitud variable y una subsecuente región de endurecimiento por deformación. El esfuerzo máximo y último es alcanzado a $f_{su} = 1.5f_y$ para los refuerzos típicos de Norte América, aunque la relación disminuye para aceros de alta resistencia.

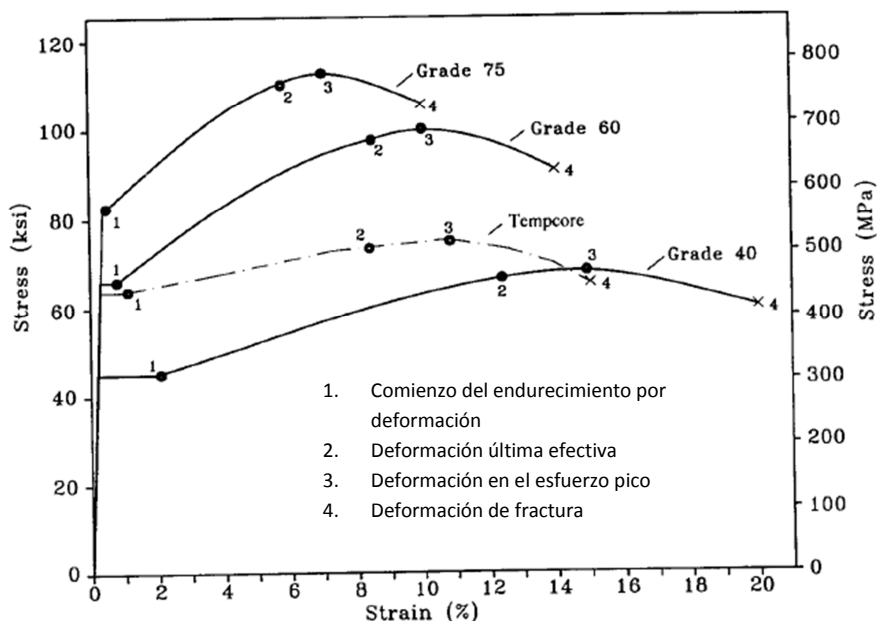


Figura 4.10: Curvas Monotónicas esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Después de que el esfuerzo máximo es alcanzado, se presenta un debilitamiento con una deformación concentrada en un punto frágil. En términos de la respuesta estructural, la porción de debilitamiento de la curva debería ser ignorada, ya que proporciona una pequeña ductilidad adicional a los miembros donde longitudes considerables están sujetas a un esfuerzo constante y efectivo del refuerzo. En el diseño y el análisis, se debe adoptar una deformación última de tensión reducida y efectiva, ya que es evidente que bajo ciclos de carga que involucran una secuencia de deformaciones por tensión y compresión, la deformación última de tensión es menor que aquella bajo pruebas monotónicas. Una regla simple es que la deformación por

tensión última efectiva debería ser la deformación monotónica de tensión en el esfuerzo pico reducido en la máxima deformación por compresión esperada debajo de la dirección opuesta de la respuesta sísmica, lo cual está ilustrado en la Fig. 4.11. Como alternativa, existe un requerimiento más simple que $\varepsilon_s \leq 0.75\varepsilon_{su}$, este valor es adecuado y conservador excepto para los miembros con fuerzas de compresión muy grandes.

Se puede notar que la porción de endurecimiento por deformación de la curva es una característica importante que extiende la plasticidad sobre una longitud razonable del miembro, asegurando que las deformaciones por tensión no sean excesivas en el límite de ductilidad de diseño. Sin embargo, incrementos excesivamente rápidos en los esfuerzos después del desarrollo de la deformación de cedencia pueden resultar en sobrerresistencia efectiva de las articulaciones plásticas.

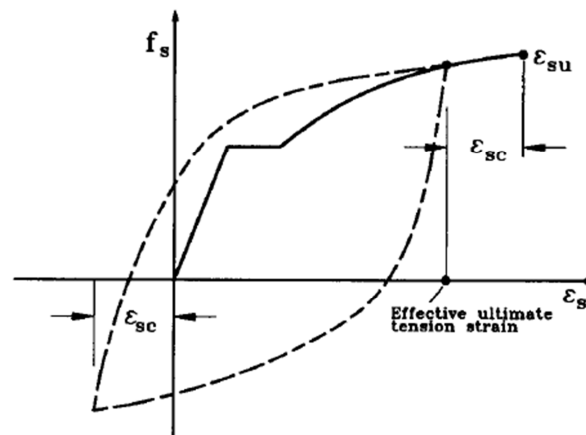


Figura 4.11: Deformación última efectiva de tensión para el acero de refuerzo (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Una preocupación en el diseño sísmico de los elementos de concreto reforzado es la variabilidad del esfuerzo de fluencia con respecto al esfuerzo especificado o al nominal. En los Estados Unidos, el acero A706 grado 60, el cual tiene la restricción más ajustada en el rango del esfuerzo de fluencia, tiene una cedencia permitida de $414\text{MPa} \leq f_y \leq 538\text{MPa}$. Por lo tanto es factible y muy común para los elementos que el acero de refuerzo tenga un esfuerzo de fluencia 30% mayor al valor especificado. Con aceros de otros grados, particularmente con el de grado 40 ($f_y = 275\text{MPa nominal}$), el cual es normalmente mal llamado grado 60 y cuya fluencia está en el rango de 380 a 410 MPa, el exceso sobre la resistencia especificada puede ser aún mayor. Todo esto puede generar una excesiva flexión en las articulaciones plásticas y la necesidad de diseñar miembros protegidos por capacidad

excesivamente fuertes para evitar modos de deformación inelástica anticipada.

Se pueden adoptar dos opciones para reducir la severidad del problema. Primero, el refuerzo grado 40 podría no ser especificado para miembros dúctiles a menos que un estricto control en la resistencia a la fluencia sea asegurado. Segundo, pueden citarse en los documentos contractuales de construcción cláusulas especificando un restringido rango de resistencia a la fluencia del refuerzo.

Las propiedades especificadas del acero de refuerzo para el diseño sísmico de puentes en Europa requieren una deformación última de $\varepsilon_{su} \geq 0.09$, una relación mínima de esfuerzo último al esfuerzo de fluencia $f_u/f_y > 1.2$ y una resistencia a la fluencia no mayor al 20% por arriba de la resistencia nominal.

4.2.2 Respuesta Cíclica Inelástica

Bajo cargas cíclicas las curvas esfuerzo-deformación de la Fig. 4.10 no pueden formar una envolvente precisa para la respuesta inelástica. El efecto Bauschinger muestra el desarrollo de un comportamiento no lineal a un

esfuerzo mucho menor que el esfuerzo de fluencia en la descarga. Este efecto consiste en que las curvas esfuerzo-deformación exhiben una forma redondeada durante la cedencia. La Fig. 4.12 muestra los resultados de dos tipos de ensayos cíclicos diferentes del acero de refuerzo. En la Fig. 4.12a, las curvas cíclicas inelásticas están predominantemente en el rango de deformaciones por tensión, el cual es típico de vigas o columnas con poca compresión axial. Por tal motivo una respuesta de la curva esfuerzo – deformación monotónica provee una envolvente razonable a la respuesta cíclica en el rango de tensión pero no en el de compresión.

Para columnas con altos niveles de esfuerzo de compresión y altas relaciones de refuerzo, las varillas podrían estar sujetas a deformaciones inversas de casi igual magnitud, lo cual implica la posición de un eje neutral cerca del centroide de la sección. Como está ilustrado en la Fig. 4.12b, bajo la respuesta cíclica, el nivel de esfuerzo para una deformación dada se incrementa y puede exceder sustancialmente el esfuerzo indicado por la curva monotónica esfuerzo-deformación.

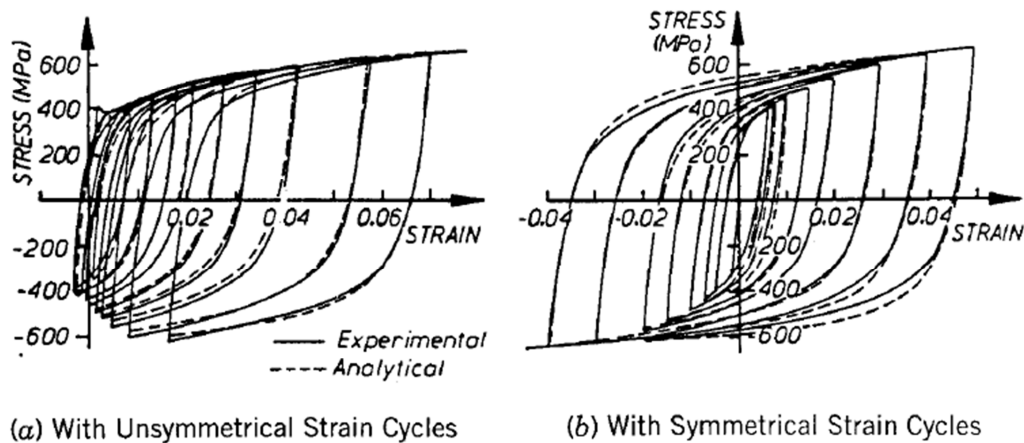
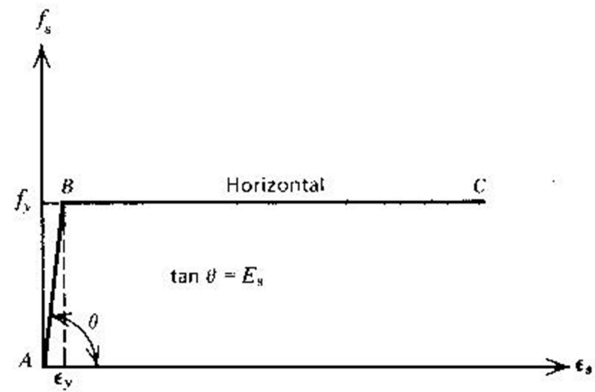


Figura 4.12: Respuesta cíclica inelástica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo. ($f_y = 380$ MPa) (Tomada de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

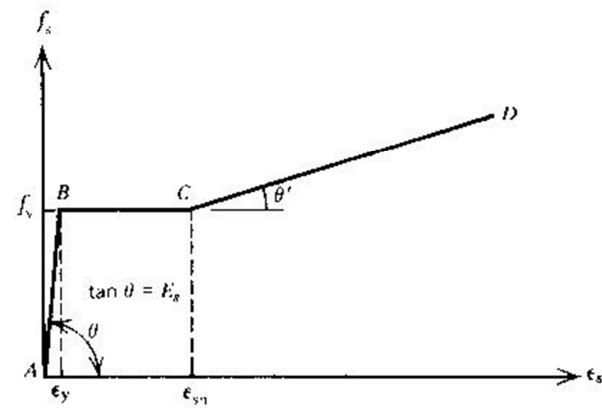
Las columnas de los puentes dúctiles normalmente tienen baja o moderada carga axial de compresión y son mejor representados por el comportamiento de la Fig. 4.12 (a). Por lo tanto, la relación esfuerzo – deformación monotónica puede ser usada razonablemente para determinar la respuesta pico. La descripción completa de la respuesta esfuerzo – deformación bajo una arbitraria en lugar de una respuesta cíclica es complicada y es tratada con un número especializado de trabajos de investigación.

4.2.3 Relaciones Esfuerzo – Deformación

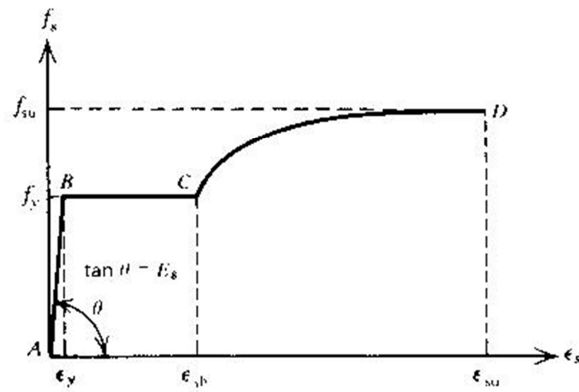
Para el diseño es muy importante definir la curva esfuerzo deformación del acero, por lo cual el ACI ha idealizado esta curva como dos líneas rectas, como se muestra en la Fig. 4.13 (a), sin tomar en cuenta la resistencia superior de cedencia del acero ni la zona de endurecimiento por deformación donde aumenta el esfuerzo. Esta simplificación es casi exacta para el acero que tiene baja resistencia de fluencia. En algunos casos es necesario analizar los esfuerzos a deformaciones mayores que la de fluencia, esto se da especialmente para el diseño sísmico donde los requerimientos de ductilidad implican la posibilidad de alcanzar deformaciones mucho más grandes que la de cedencia. En las figuras 4.13b y 4.13c se observan idealizaciones más exactas para las curvas esfuerzo – deformación cuyos valores más relevantes de esfuerzo y deformación al inicio de la fluencia, del endurecimiento por deformación y de la ruptura pueden ser determinados a partir de las curvas obtenidas de pruebas y ensayos.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.13: Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación para el acero en tensión o compresión. **(a)** Aproximación elástica perfectamente plástica **(b)** Aproximación trilineal **(c)** Curva completa. (Tomada de Park y Paulay, 1997)

4.2.3.1 Modelo de Park

El modelo de Park, ilustrado en la Fig. 4.14, define los valores más importantes de la curva esfuerzo-deformación del acero a través de ecuaciones sencillas que se describen a continuación.

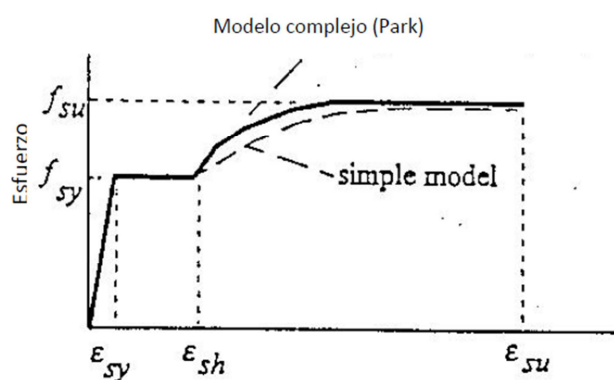


Figura 4.14: Modelo de Park del acero

Donde:

ϵ_s = Deformación del acero

f_s = Esfuerzo en el acero (ksi)

ϵ_{sy} = Deformación de fluencia del acero

f_{sy} = Esfuerzo de fluencia del acero (ksi)

E_s = Módulo de elasticidad del acero (ksi)

ϵ_{sh} = Deformación del acero en el inicio del endurecimiento por deformación

ϵ_{su} = Deformación última del acero

f_{su} = Esfuerzo último del acero (ksi)

Dados f_{sy} y E_s , la deformación de fluencia es definida por:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s} \quad (4.15)$$

El valor de ε_{sh} depende directamente de ε_{sy} y está basado en el esfuerzo de fluencia. En general la siguiente idealización está hecha para los aceros de grado 40, grado 60 y aceros de alta resistencia:

$$\varepsilon_{sh} = 14\varepsilon_{sy} \quad \text{para } f_{sy} \leq 40$$

$$\varepsilon_{sh} = 5\varepsilon_{sy} \quad \text{para } f_{sy} = 60$$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sy} \quad \text{para } f_{sy} = 120$$

El valor de ε_{su} también está basado en el esfuerzo de fluencia:

$$\varepsilon_{su} = 0.16 \quad \text{para } f_{sy} \leq 40$$

$$\varepsilon_{su} = 0.12 \quad \text{para } f_{sy} = 60$$

$$\varepsilon_{su} = 0.04 \quad \text{para } f_{sy} = 120$$

Un límite práctico igual al 75% de los valores de las ecuaciones anteriores es usualmente usado para las varillas longitudinales de la sección transversal para reducir la posibilidad de fallas de estas barras, mientras que el 100% de estos valores pueden ser usados para el acero de confinamiento.

El esfuerzo último f_{su} está definido por:

$$\begin{aligned} f_{su} &= 1.5f_{sy} && \text{para } f_{sy} \leq 60 \\ f_{su} &= 1.33f_{sy} && \text{para } f_{sy} \geq 120 \end{aligned}$$

Una vez que los puntos de la curva esfuerzo-deformación son establecidos, la variación del esfuerzo para el modelo simple está definida por las ecuaciones:

$$\begin{aligned} \text{a. } f_s &= E_s \cdot \varepsilon_s && \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ \text{b. } f_s &= f_{sy} && \text{para } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ \text{c. } f_s &= f_{sy} + (f_{su} - f_{sy}) \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2 && \text{para } \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \end{aligned}$$

Las ecuaciones a y b son validas para el modelo complejo, sin embargo la ecuación c puede ser modificada.

$$f_s = f_{sy} \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad \text{para } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

Donde:

$$\begin{aligned} r &= \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \\ m &= \frac{(f_{su}/f_{sy})(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15 \cdot r^2} \end{aligned}$$

CAPÍTULO V:

PROCESO DE

DISEÑO POR

CAPACIDAD

CAPÍTULO V.

PROCESO DE DISEÑO POR CAPACIDAD

5.1 Requerimientos de resistencia a la flexión para articulaciones plásticas

La resistencia a la flexión requerida y la ductilidad en las regiones de las articulaciones plásticas están interrelacionadas. La mayoría de los códigos del diseño sísmico tratan esta interacción implícitamente, a través de los factores de reducción de fuerzas que se aplican a los niveles de fuerza elástica calculados a partir del espectro de respuesta de aceleración con el 5% de amortiguamiento. El diseño por resistencia a estos niveles de fuerza está acompañado de los requerimientos para refuerzo transversal en las regiones de articulaciones plásticas, las mismas que aseguran que el nivel de ductilidad producido por los factores de reducción de fuerzas esté disponible. Este método es muy simple y es el apropiado para estructuras regulares de rutina, tales como puentes uniformes apoyados en pórticos en voladizo empotrados en las bases. Básicamente, este es un diseño basado en fuerzas, ya que los desplazamientos no se calculan en la etapa inicial de diseño.

5.1.1 Diseño convencional basado en fuerzas

Este es un procedimiento estándar y de gran aceptación, donde la resistencia se determina en base a los factores de reducción de fuerzas y detalles de confinamiento provistos para asegurar una adecuada ductilidad, y probablemente seguirá siendo una práctica estándar por algunos años más, particularmente para estructuras simples y regulares. En consecuencia, la interacción entre la ductilidad de los miembros y la de la estructura será considerada más adelante para obtener los factores de reducción de fuerzas apropiados para diferentes sistemas estructurales característicos, típicos de las subestructuras de puentes. En la mayoría de los códigos de diseño está implícito que la ductilidad de las estructuras y la de los miembros es diferente. Es decir que, la ductilidad rotacional de una articulación plástica es considerada igual a la ductilidad de desplazamiento de la estructura. En las siguientes secciones se analizarán tres situaciones que demuestran lo contrario.

5.1.1.1 Flexibilidad de la viga cabezal en pórticos de varias columnas

En los pórticos de varias columnas, la flexibilidad elástica de la viga cabezal contribuye al desplazamiento de cedencia, mientras que todos los desplazamientos plásticos se originan en las regiones de articulaciones plásticas de las columnas si el pórtico es diseñado de acuerdo a la filosofía real de diseño. En la Fig. 5.1 se ilustra un pórtico de dos columnas iguales y articuladas a las zapatas para reducir las fuerzas de la cimentación. Si la viga cabezal es rígida, el desplazamiento de cedencia es $\Delta_y = \Delta_c$, resultando exclusivamente de la flexibilidad de la columna. Con un desplazamiento plástico Δ_p correspondiente a la capacidad rotacional de las articulaciones de la columna, la ductilidad de la estructura es:

$$\mu_{\Delta r} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c} \quad (5.1)$$

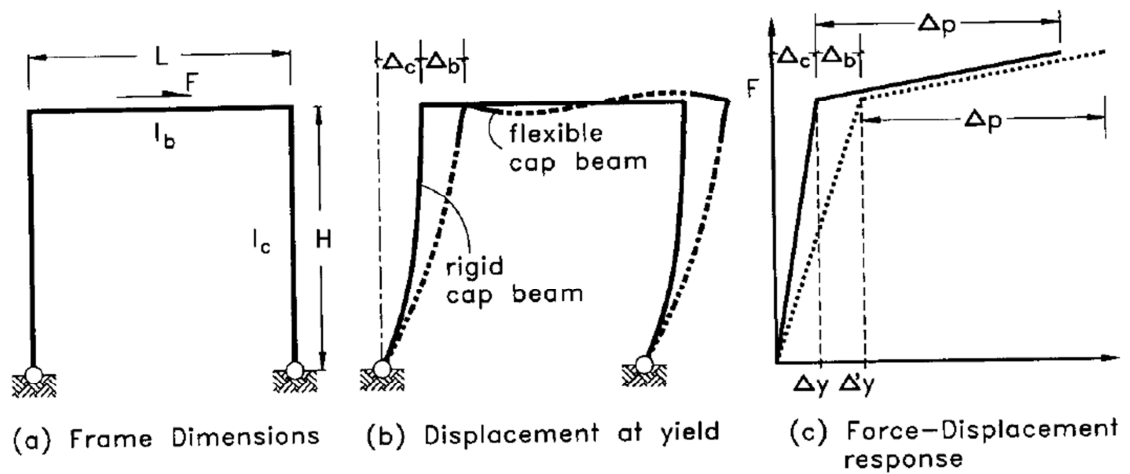


Figura 5.1: Reducción de la capacidad de desplazamiento dúctil debido a la flexibilidad de la viga cabezal (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La flexibilidad de la viga cabezal puede incrementar el desplazamiento de cedencia en una cantidad Δ_b , pero no producirá desplazamientos plásticos adicionales, ya que éstos son únicamente provistos por la capacidad rotacional de la columna. Para las dimensiones del pórtico $H \times L$, como se muestra en la Fig. 5.1 y los momentos de inercia agrietados de la viga y columnas I_b e I_c , respectivamente, el desplazamiento cedente se incrementa en:

$$\Delta'_y = \Delta_c + \Delta_b = \Delta_c \left(1 + \frac{0.5I_c L}{I_b H} \right)$$

y la capacidad de ductilidad de desplazamiento de la estructura se reduce a:

$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c + \Delta_b} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c \left(1 + 0.5I_c \frac{L}{I_b H} \right)}$$

Esto es,

$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\mu_{\Delta r} - 1}{1 + 0.5 I_c L / I_b H} \quad (5.2)$$

5.1.2 Relación entre el factor de reducción de fuerza y el factor de ductilidad

Un enfoque reciente que reconoció que los diferentes sistemas estructurales de puentes tienen diferentes capacidades inherentes de ductilidad, fue el uso de factores de ajuste para ductilidad y riesgo, Z (por ejemplo, factores de reducción de fuerzas) que fueron aplicados para niveles de fuerza elástica en elementos resultados a partir de análisis modales espectrales. La forma de este factor de ajuste es mostrada en la Fig. 5.2 para el estado límite de control de daño. Diferentes niveles de factores Z en función del periodo fueron especificados para pilas de varias columnas, pilas de una sola columna y pilas tipo muro, los cuales están basados principalmente en la experiencia con ejecución de diferentes tipos estructurales en terremotos. Debido a que esta experiencia fue relacionada al comportamiento de detalles de diseño no dúctiles comunes antes del sismo de San Fernando en 1971, existe un espacio de duda acerca de la aplicabilidad de esta experiencia para puentes modernos bien detallados.

La disminución en Z con aumentos en el periodo es contrario a las tendencias anunciadas por las consideraciones teóricas. Para estructuras de alto periodo la aproximación del desplazamiento equivalente de la relación entre los desplazamientos de sistemas elásticos y dúctiles de igual rigidez es apropiada y llega a ser cada vez más conservadora para estructuras de muy alto periodo. Por lo tanto, la ductilidad estructural y los factores de reducción de fuerzas podrían ser considerados iguales.

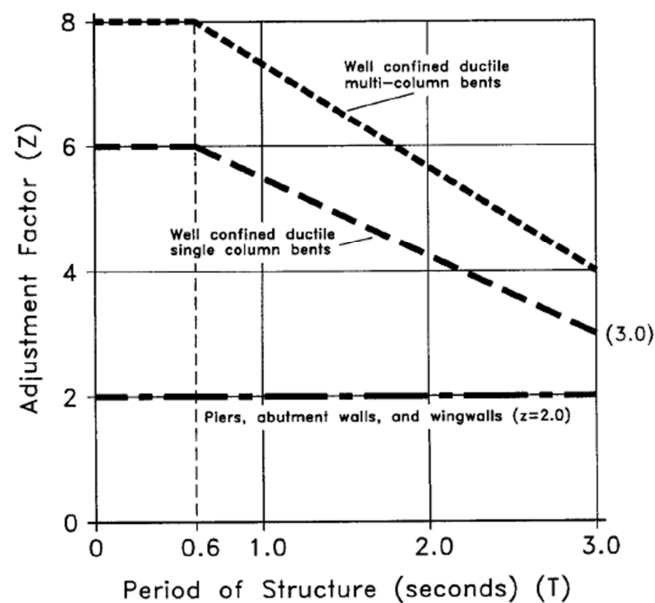


Figura 5.2: Factor de ajuste Z para ductilidad y riesgo por **Caltrans** (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Para estructuras de periodo corto, análisis dinámicos indican que los factores de ductilidad de desplazamiento estructural son mayores que los factores de reducción de fuerzas, y valores aproximados son pronosticados por un

enfoque de energía equivalente. Además, las estructuras de periodo corto son más probables a estar sujetas a un número mayor de ciclos de respuesta inelástica que las estructuras de periodo alto, para una duración de sismo dada. Como una consecuencia, el factor de ductilidad acumulativo, el cual es la suma de todas las ductilidades de deslizamiento sostenidos durante todas las incursiones de fluencia, y el cual tiene alguna relevancia como una medida de daño potencial, aumenta a manera que el periodo disminuye. Es por lo tanto preferible basar los factores de reducción de fuerza de diseño en espectros de aceleración inelásticos, donde la relación entre ductilidad y los factores de reducción de fuerzas es no lineal. Alternativamente, el factor de reducción de fuerza Z puede de manera conservadora ser asociado a la capacidad de desplazamiento estructural dúctil μ_{Δ} por la relación:

$$Z = 1 + 0.67(\mu_{\Delta} - 1) \frac{T}{T_o} \leq \mu_{\Delta} \quad (5.3)$$

dónde T_o es el periodo para la respuesta elástica espectral pico y T es el periodo en el primer modo elástico. La Ec. (5.3) provee una variación gradual desde $Z = 1$ en $T = 0$, lo cual es teóricamente correcto, a través de la ecuación de energía igual alrededor de $T = 0.8T_o$, a la ecuación de desplazamientos iguales ($Z = \mu_{\Delta}$) en $T = 1.5T_o$.

Existen otros factores, sin embargo, que producen tendencias las cuales neutralizan, para algunos grados, la dependencia del periodo en la relación entre los factores de reducción de fuerzas y la ductilidad. Primero, las estructuras de periodo corto podrían tener una respuesta reducida como una consecuencia del aumento de amortiguamiento resultado a partir de los efectos del suelo. También, como se discutió en la **Sección 4.2.2**, la longitud efectiva de la articulación plástica es reducida como una proporción de la longitud de la columna, a manera que la relación de proporcionalidad (altura dividida para el diámetro o altura dividida para la profundidad) aumenta. Como consecuencia, la capacidad de ductilidad estructural es reducida a manera que la relación de proporcionalidad aumenta, para una cantidad especificada de refuerzo para confinamiento.

La Fig. 5.3 muestra una relación típica entre la capacidad teórica de ductilidad de desplazamiento estructural μ_{Δ} y la relación H/D de la columna, para una columna en cantiléver, o una pila compuesta de varias columnas con una viga cabezal rígida y cimentación, incluyendo la tendencia anterior, basada en las ecuaciones de diseño de la **California Department of Transportation (Caltrans)** de 1994 para una cantidad de refuerzo de confinamiento en las articulaciones plásticas [ver **Sección 5.2.3**].

También se muestra en la Fig. 5.4 las curvas para capacidad de ductilidad cuando existe una flexibilidad adicional debido a la viga cabezal y/o la flexibilidad de la cimentación. Esta flexibilidad adicional aumenta el desplazamiento de cedencia. Esta familia de curvas, identificadas con el número 2, donde f_a es el coeficiente de flexibilidad adicional, definido en la Ec. (5.2). Estas curvas solo se aplican para columnas soportadas por zapatas. Para el caso especial de diseños de columnas de cimentación (*pile shaft columns*), la longitud efectiva de la articulación plástica es mayor que en casos donde la articulación se forma en contra de un elemento forzado [ver Sección 5.2.2] y el coeficiente de flexibilidad es relacionado únicamente a la relación de proporcionalidad de la columna. En la Fig. 5.3 se muestran curvas separadas para dos casos de columnas de cimentación: columna en cantiléver y columna restringida en la parte superior, como las pilas compuestas de varias columnas, donde las columnas se conectan monolíticamente en la viga cabezal. Para columnas en cantiléver, el aumento de la longitud de la articulación plástica/taza de la altura de la columna compensa el aumento de la flexibilidad relativa del suelo a manera que la relación de proporcionalidad es reducida, haciendo la ductilidad de desplazamiento insensible a la relación de proporcionalidad. En la Fig. 5.3 la relación H/D de la columna se refiere a

la distancia a partir de la sección de máximo momento (o nivel del terreno para pilas de cimentación) al punto de inflexión.

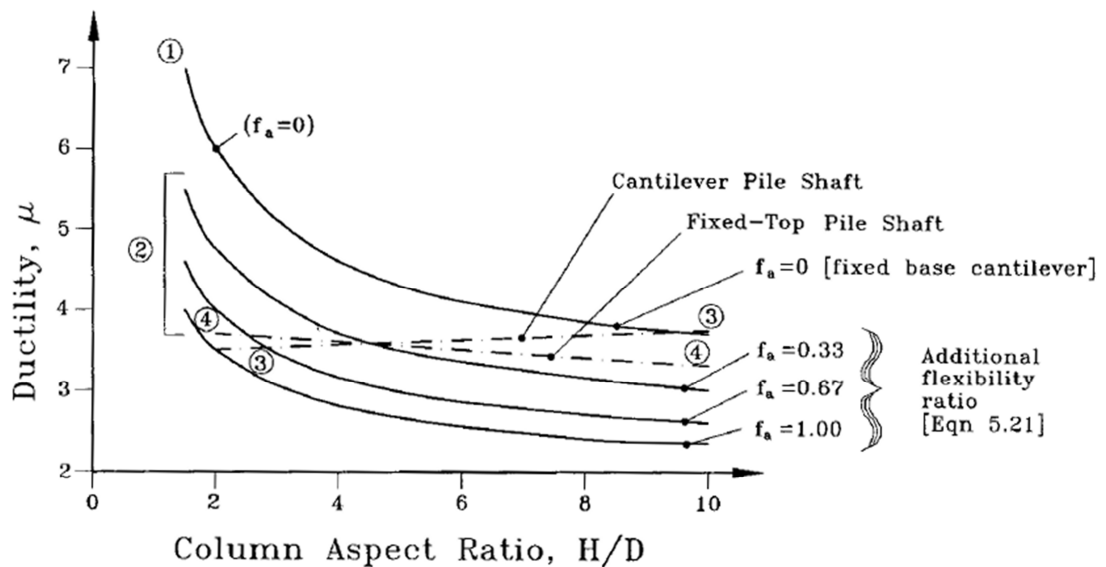


Figura 5.3: Influencia de la relación de aspecto y de la flexibilidad adicional en la ductilidad de las columnas diseñadas de acuerdo a los requerimientos de confinamiento de Caltrans (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Se notará a partir de la Fig. 5.3 que la capacidad de ductilidad es esperada a ser reducida substancialmente a manera que la relación de proporcionalidad de la columna aumente, y que las pilas compuestas de varias columnas ($f_a > 0$) podrían tener considerablemente menor capacidad de ductilidad que las columnas empotradas ($f_a = 0$). También se notará que en muchos casos se pueden esperar capacidades menores de ductilidad que las sugeridas por la Fig. 5.2, particularmente cuando es importante una flexibilidad

adicional. En este contexto debería notarse que las curvas de la Fig. 5.3 están relacionadas a diseños típicos con bajas cargas axiales y baja cuantía de refuerzo longitudinal. Para cargas axiales altas, la capacidad teórica de ductilidad es a menudo menor que la implicada en la Fig. 5.3. Como consecuencia, es sugerido en la **Sección 5.2.3** que se incremente los niveles de refuerzo para confinamiento por un tercio sobre el nivel especificado por *Caltrans* y que se requiere un mayor aumento para columnas con cuantías altas de acero longitudinal. Basados en este incremento del confinamiento, se presenta en la Fig. 5.4 una relación simplificada entre la capacidad de ductilidad y la relación de proporcionalidad de la columna adecuada para diseños basados en fuerzas de estructuras simples. A cambio del cálculo específico del coeficiente de flexibilidad adicional f_a para pilas compuestas de varias columnas, se podría adoptar un valor de $f_a = 0.5$ excepto para pilas inusualmente anchas. Donde se espere flexibilidad de la cimentación o apoyos, el valor de f_a debe siempre ser calculado. El uso de la Fig. 5.4 en conjunto con la Ec. (5.3) provee una base adecuada para el diseño sísmico basado en fuerzas, además del reconocimiento de algunas de las influencias inherentes basadas en desplazamientos de forma estructural en la respuesta

La filosofía actual de diseño en la mayoría de los códigos o recomendaciones de diseño corresponde a una estimación conservadora de la resistencia a la flexión M_n , reducida por un factor de resistencia a la flexión ϕ_f , para obtener la resistencia requerida M_r de acuerdo a la fórmula:

$$\phi_f M_n \geq M_r \quad (5.4)$$

Debido a que el método de diseño por capacidad requiere que los elementos no dúctiles o modos de deformación estén protegidos diseñándolos para niveles de fuerzas correspondientes a las estimaciones máximas factibles de resistencia a la flexión desarrollada donde se producen las articulaciones plásticas ($M^o = \phi_f^o M_n$), la resistencia requerida S_r puede ser mucho mayor que la que se requiere en las articulaciones plásticas. La resistencia de diseño para acciones protegidas por capacidad está dada por la ecuación:

$$\phi_s S_n \geq S_r = S^o \quad (5.5)$$

dónde S^o es la acción correspondiente al momento de sobrefuerzo por flexión M^o de las articulaciones plásticas y ϕ_s es el factor de reducción de resistencia apropiado para la acción S . Debe tomarse en cuenta que en algunos códigos no se especifican factores de protección de capacidad suficientemente altos para asegurar que modos de deformación indeseables, tales como fallas por cortante, sean evitados. Si los factores de protección por

capacidad son especificados con valores altos en conjunto con estimaciones actuales de diseño por resistencia, las fuerzas sísmicas de diseño para todas las partes de la estructura, excepto para las regiones de articulaciones plásticas, serán mucho más grandes que aquellas correspondientes a los niveles de diseño de fuerza sísmica. En términos económicos esto resulta muy rentable, especialmente para el diseño de la cimentación.

En los Estados Unidos, la resistencia nominal a la flexión es usualmente calculada por el método ACI, usando la resistencia mínima especificada y las deformaciones del material correspondientes a una deformación por compresión en la fibra extrema de 0.003.

5.1.3.1 Resistencia a la fluencia del refuerzo

Debido a la amplia variación en las propiedades del acero de refuerzo grado 40 ($f_y = 40 \text{ ksi} = 276 \text{ MPa}$), el acero grado 60 ($f_y = 60 \text{ ksi} = 414 \text{ MPa}$) es usado normalmente para el diseño sísmico. El rango permisible para la resistencia a la fluencia del acero A706, el cual es preferido antes que el A615 por su estricto control del contenido de carbón y sus propiedades mejoradas de soldabilidad, es:

$$(414 \leq f_y \leq 534 \text{ MPa}) \quad 60 \leq f_y \leq 78 \text{ ksi}$$

Así el límite superior es 30% más alto que el valor de diseño especificado.

5.1.3.2 Endurecimiento por deformación del refuerzo

En los niveles de ductilidad de curvatura correspondientes a la respuesta máxima, pueden producirse deformaciones del acero tan grandes como el 7%. A este nivel, el esfuerzo del acero es usualmente de 30 a 40% más grande que el esfuerzo de fluencia real. Las altas deformaciones por tensión se dan particularmente con columnas sujetas a cargas axiales bajas y con relaciones bajas de refuerzo longitudinal. En combinación con el alto esfuerzo inicial de fluencia, es posible que los esfuerzos en algunas varillas de refuerzo excedan el nominal de 414 MPa (60 ksi) en un 70% o más.

5.1.3.3 Resistencia a compresión del concreto

La resistencia a la compresión especificada a los 28 días es una baja estimación de la resistencia esperada en obra. Diseños conservadores de mezclas y los requerimientos para los proveedores del concreto, garantizan el resultado de la resistencia media a los 28 días en un promedio de 20 a 25% más que la resistencia especificada. El concreto continúa ganando resistencia en el primer año alcanzando un 20% más que tenía a los 28 días. Después de

30 años, la resistencia a compresión a menudo excede la especificada en un 100% o más. Como se señaló anteriormente, los núcleos tomados de los puentes de California construidos en los 50s y 60s han sido ensayados y tienen resistencias a compresión en el rango de 38 a 62 MPa para una resistencia nominal de 22.5 MPa. Debido a que la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño en un período de 28 días, en el cual el puente probablemente aún estará bajo construcción, es extremadamente baja, se necesita una resistencia a la compresión más alta en la evaluación del potencial de sobrerresistencia del puente.

La resistencia a la compresión del concreto es aún mayor por el confinamiento pasivo provisto en las regiones de articulaciones plásticas por el refuerzo transversal. En los diseños de puentes modernos es común que existan altos niveles de confinamiento, por lo tanto, se produce un aumento de la resistencia a la compresión en 50% más que la resistencia no confinada.

5.1.3.4 Deformación máxima por compresión

El uso de una deformación unitaria por compresión de 0.003 en la fibra extrema para los cálculos de resistencia a flexión no refleja condiciones últimas, pero cuando las deformaciones en la fibra extrema son más altas que

0.02 podrían desarrollarse. Esta también es una estimación conservadora de deformaciones en las cuales el desprendimiento y aplastamiento se desarrollan primero. Cuando la sección crítica es confinada por un miembro adyacente (zapata o viga cabezal), se observan señales de desprendimiento en el rango de deformaciones de 0.006 a 0.010 en la fibra extrema. En la Fig. 5.5 se ilustra la relación típica entre la deformación por compresión en la fibra extrema y el momento para una columna circular típica de puente.

El uso de $\varepsilon_c = 0.003$ y las resistencias nominales del material resultan en una estimación conservadora del esfuerzo máximo, aun cuando los esfuerzos nominales del material son usados para predecir la curva momento-deformación. Cuando se considera que las resistencias a la fluencia deben exceder en gran cantidad al mínimo especificado, el conservatismo resultaría severo.

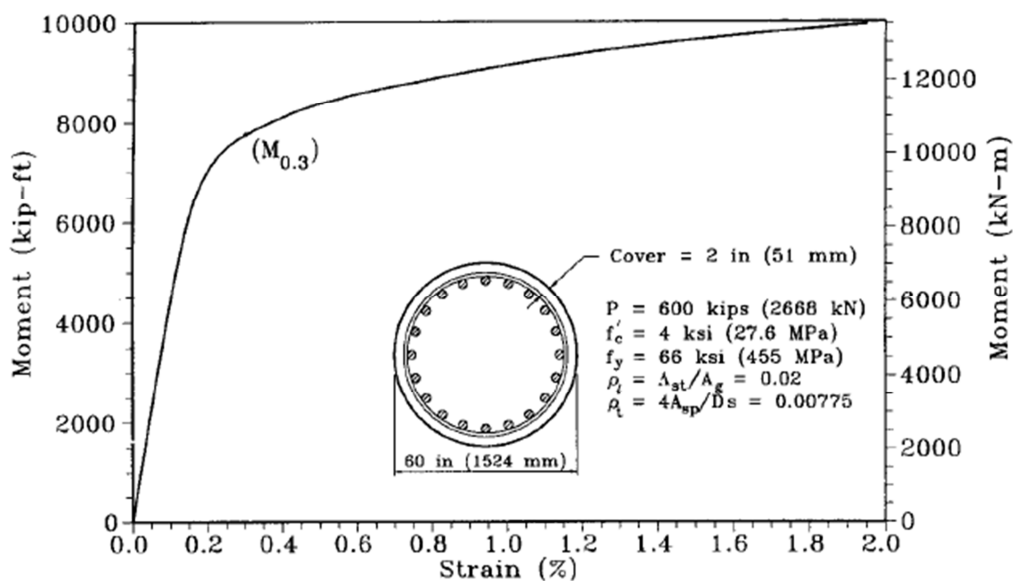


Figura 5.5: Diagrama momento-deformación por compresión de la fibra extrema de una columna circular típica (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

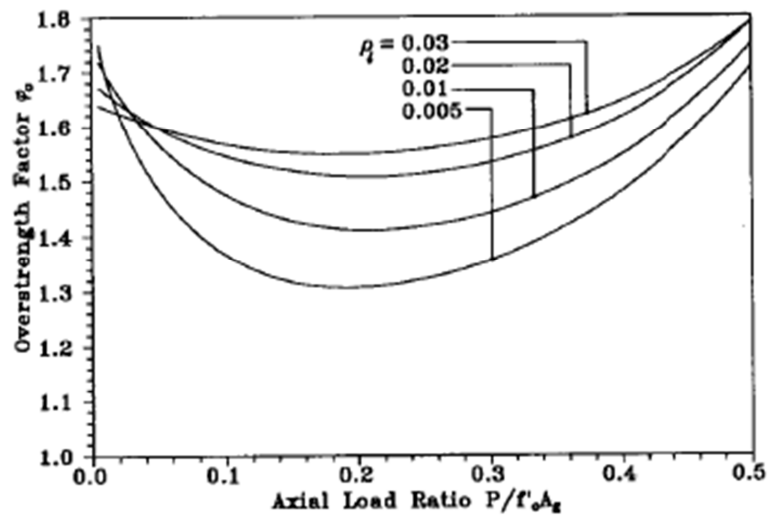
5.1.3.5 Factores de reducción de la resistencia a la flexión

La mayor parte de los códigos de diseño especifican el uso de factores de reducción de la resistencia a flexión para obtener un valor de resistencia confiable, el cual es igualado a la resistencia requerida de acuerdo a la Ec. (5.5). Por ejemplo, los requerimientos de la AASHTO 1992 especifican un factor de reducción de resistencia a la flexión ϕ_f de:

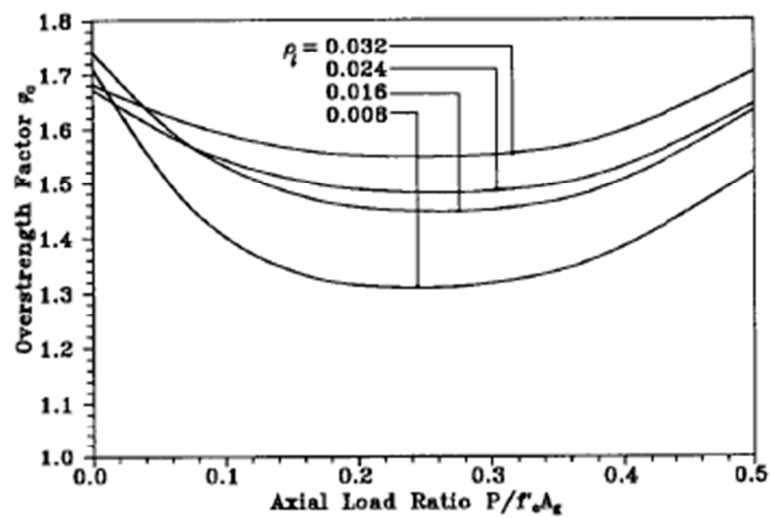
$$0.9 \geq \left(\phi_f = 0.9 - \frac{2P}{f'_c A_g} \right) \geq 0.5$$

En conjunto con los factores de sobrefuerzo de la Fig. 5.6, es posible que la resistencia extrema a la flexión exceda la resistencia requerida de 200 a 250%, aun cuando no sea provista una mayor resistencia confiable. Esto, sin embargo, muestra que las recomendaciones de diseño sísmico de la AASHTO estuvieron bajo revisión en el momento de la preparación del libro y que se esperaba que se adopten enfoques menos conservadores en la versión revisada.

Los factores de reducción especificados en el ACI son similares a los de la AASHTO, pero con límite menor de 0.7. Caltrans ha usado por muchos años un enfoque en donde $\phi_f = 1$ es el límite menor. En Nueva Zelanda se adopta un valor uniforme de $\phi_f = 0.9$, a pesar de los niveles de fuerza axial. Japón adopta $\phi_f = 1$ y en Europa la resistencia confiable es determinada por el uso de estimaciones bajas para f'_c y f_y en lugar de especificar un factor de reducción de resistencia a la flexión.



(a) circular sections



(b) rectangular sections

Figura 5.6: Relación entre las máximas resistencias a la flexión factibles y las resistencias nominales a la flexión del ACI [$f'_c = 27.6 \text{ MPa}$, $f_y = 414 \text{ MPa}$] (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

5.1.3.6 Consecuencias de no ser conservador en la determinación de la resistencia de diseño

Está claro que los métodos actuales de diseño por flexión son deliberadamente conservadores y más bien incoherentes y que la consecuencia es un requerimiento de altos factores de sobrerresistencia si los objetivos del diseño por capacidad no se cumplen. Parecería que las consecuencias de un diseño de resistencia a la flexión menos conservador serían beneficiosas, ya que los factores de sobrerresistencia podrían ser menores y la posibilidad de que la resistencia a la flexión actual comience más baja que la requerida no tiene la misma importancia para el diseño dúctil a flexión como lo tiene con el diseño por cargas de gravedad. La Fig. 5.7 muestra que si la resistencia real a la flexión es 10% menor a la resistencia requerida, la cedencia a la flexión va a ocurrir un poco antes de lo esperado, lo cual da lugar a un incremento en 11% en la demanda de ductilidad de curvatura de la sección.

Considerando al conservatismo y la falta de precisión inherente en el diseño por ductilidad, esto es muy significativo. Se notará que la situación es muy diferente a diferencia del diseño por cargas gravitacionales, en donde es esencial que se mantenga un adecuado margen entre la resistencia y las cargas aplicadas para evitar la falla. Para el **diseño sísmico** se espera que la

resistencia se desarrolle en una fracción de la respuesta de diseño, por lo tanto, el concepto de mantener un excedente en la resistencia es insensato. Esto conlleva a que en el diseño sísmico, las consecuencias de la sobrestimación de la resistencia a flexión de diseño de una articulación plástica son menos importantes que aquellas que se toman cuando se subestima la capacidad de sobrerresistencia.

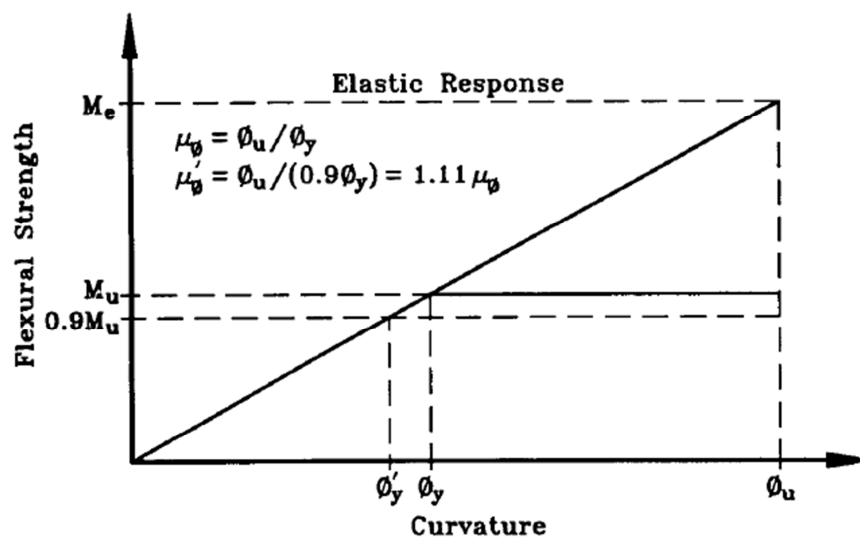


Figura 5.7: Influencia de baja resistencia a la flexión en la demanda de ductilidad, basada en una aproximación de desplazamientos equivalentes. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

5.1.3.7 Recomendaciones de Diseño

En base a los argumentos anteriores, es conveniente usar metodologías de diseño menos conservadoras para las regiones de articulaciones plásticas. A continuación, se presentan algunas recomendaciones de diseño propuestas por investigadores de la Universidad de California:

1. La resistencia a flexión de diseño de las articulaciones plásticas debe calcularse en base a las resistencias características de los materiales, correspondientes al 5% inferior de los valores de resistencia a una edad definida para la ocurrencia del evento sísmico de diseño. Para el diseño sísmico en Estados Unidos, se recomiendan los siguientes valores:
 - Resistencia característica de fluencia: $f_{ye} = 1.1f_y$
 - Resistencia característica a la compresión: $f'_{ce} = 1.3f'_c$
2. Deformación unitaria en la fibra extrema a compresión: $\varepsilon_c = 0.004$
3. Se asume un bloque rectangular equivalente de esfuerzos (u otra forma apropiada justificada por resultados experimentales) para representar la relación esfuerzo-deformación del concreto en compresión.
4. El factor de reducción de resistencia a flexión debe ser $\phi_f = 1$, para asegurar una resistencia a la flexión confiable.

5.1.3.8 Análisis Momento-Curvatura

Como una alternativa al diseño usando un bloque equivalente de esfuerzos, la resistencia a flexión de diseño puede basarse en un ***análisis momento-curvatura*** de la sección. La relación momento-curvatura será usada para predecir los valores de sobrerresistencia a niveles de rotación plástica de diseño. Cuando se utiliza este análisis, la resistencia a flexión de diseño corresponde a las condiciones en las cuales la deformación en la fibra extrema a compresión alcanza el valor de 0.004 o cuando la deformación por tensión en el refuerzo a máxima tensión alcanza el valor de 0.015, cualquiera que ocurra primero. La relación esfuerzo-deformación del acero debe incluir la fase de endurecimiento por deformación.

Es importante que la relación esfuerzo-deformación del concreto se distinga entre el concreto confinado y el no confinado, con la tolerancia para las diferentes resistencias a compresión y las capacidades de deformación de los dos componentes.

5.1.3.9 Límites para el refuerzo longitudinal

Es común que para códigos de diseño se especifiquen límites superiores e inferiores para las relaciones de refuerzo longitudinal permitidas en secciones de columnas. Hay, sin embargo, variaciones importantes en ambos límites codificados y en la práctica del diseño común entre diferentes países. En los Estados Unidos, se permiten cuantías de refuerzo longitudinal para columnas entre 1 y 8%. En Nueva Zelanda, el rango permitido está entre 0.8 y 8%. En Japón en cambio se permiten cuantías de refuerzo mucho menores con valores tan bajos como el 0.5%.

(a) LÍMITE INFERIOR

Es importante que la resistencia a flexión de la columna deba exceder la resistencia de agrietamiento en un margen adecuado. Un pequeño margen de resistencia a flexión por encima del momento de agrietamiento puede resultar en solo una o dos grietas formadas en las rótulas plásticas de las columnas dúctiles, tal como se indica en la Fig. 5.8. Si la resistencia a tensión del concreto es más alta que la especificada, lo cual es probable para tasas de carga sísmica, solo una grieta se puede formar en la base de la columna. El resultado será una longitud de rótula plástica efectiva reducida y un

incremento en la demanda de ductilidad de curvatura. Si el porcentaje de refuerzo vertical es bajo, la profundidad del bloque de compresión será pequeña y el resultado será que las deformaciones en las varillas a tensión serán excesivas produciéndose, posiblemente, su fractura. Esta situación se agrava cuando las varillas verticales son de diámetro pequeño, donde la penetración de la deformación unitaria desde la sección crítica será pequeña, o cuando el acero tenga una deformación unitaria última a tensión muy baja.

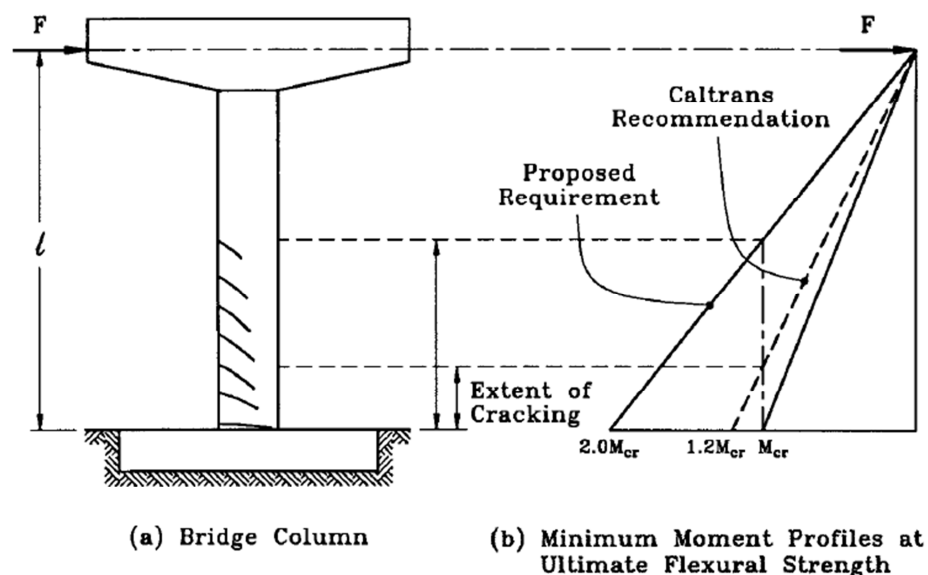


Figura 5.8: Extensión de las fisuras por flexión para columnas con bajas cuantías de refuerzo longitudinal. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Para asegurar un desempeño satisfactorio de las columnas o pilas bajo acción sísmica, se recomienda que la resistencia a flexión exceda a la de agrietamiento en un 100%.

(b) LÍMITE SUPERIOR

No es común usar cuantías de acero que alcancen el límite permisible del 8% debido a las dificultades de colocar el acero y confinarlo. Otra razón para contar con un límite superior es la sensibilidad a los efectos P-D, la dificultad para restringir grandes áreas de varillas a compresión contra el pandeo y esfuerzos excesivos de corte en el nudo entre la columna y la viga cabezal y entre la columna y la cimentación o cabezal de pilote. Todo esto sugiere que no se debe usar valores mayores al 4% en el porcentaje de acero vertical si los esfuerzos de corte en el nudo se limitan a $0.25f'_c$. Por lo tanto los límites recomendados son:

$0.005 \leq \rho_l \leq 0.04$	Columnas Circulares
$0.008 \leq \rho_l \leq 0.04$	Columnas Rectangulares

En la práctica el rango de cuantía varía entre el 1 y el 3% para ambos tipos de columnas.

5.1.3.10 Fuerza Axial de Diseño en Columnas

Cuando se diseña secciones de columna es esencial que la fuerza axial en la columna corresponda al nivel de respuesta lateral considerada. Esto se satisface asegurando que todas las fuerzas internas y externas estén en equilibrio. En el caso de la columna en voladizo de la Fig. 5.9 bajo respuesta transversal esto será trivio, siempre que la superestructura sea recta, por lo que los efectos de curvatura horizontal no resultan en fuerzas axiales inducidas sísmicamente. Por lo tanto la fuerza axial será:

$$P = kP_D \quad (5.6)$$

donde k representa la variación en la carga muerta axial que resulta a partir de los efectos de aceleración vertical. Debido a que este efecto es generalmente no dominante particularmente, es común tomar $k = 1$. Si las variaciones debido a la aceleración vertical son consideradas, este valor debería resultar estrictamente a partir de un análisis de respuesta vertical.

Sin embargo, debido a que es poco probable que ocurra una respuesta máxima vertical y horizontal al mismo tiempo, es apropiada una reducción en la respuesta vertical. Es sugerido que al menos que las columnas sean consideradas sensibles a los efectos de respuesta vertical, un valor de:

$$k = 1 \pm 0.5PGA \quad (5.7)$$

puede ser considerado, donde PGA es la aceleración pico horizontal del terreno, expresada como una relación de g . La Ec. (5.7) está basada en una relación de PGA horizontal y vertical de 0.67. En estructuras sensibles a aceleración vertical se debe adoptar combinaciones de espectros de respuesta verticales y horizontales de acuerdo con las recomendaciones de la **Sección 3.5.3**, o análisis tiempo-historia inelásticos de acuerdo con la **Sección 3.5.4** deben ser usados para determinar combinaciones apropiadas.

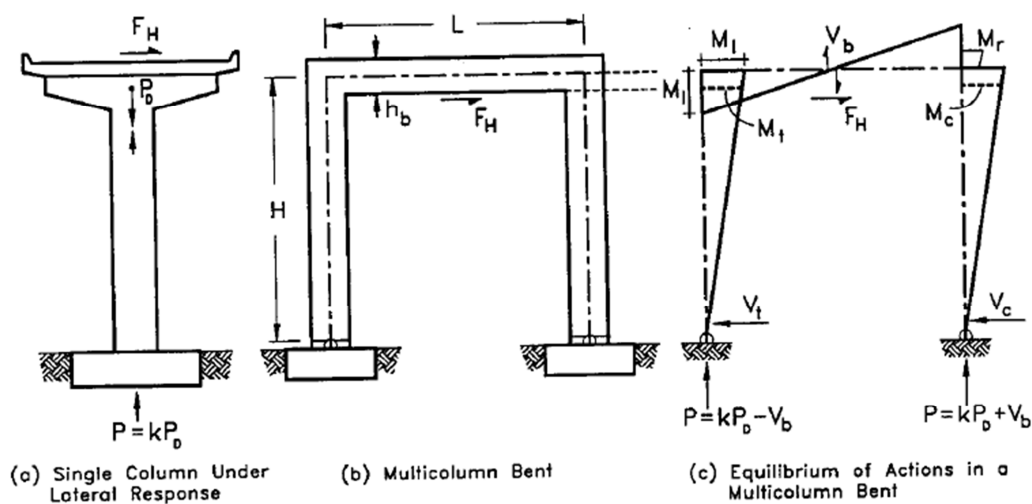


Figura 5.9: Fuerzas axiales de diseño para columnas dúctiles
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Para pilas compuestas por varias columnas, como se muestra en la Fig. 5.9 (b), o cuando se considera respuesta longitudinal, la fuerza axial debe ser determinada a partir de consideraciones de equilibrio. Por lo tanto para la

dirección de la fuerza sísmica mostrada en la Fig. 5.9 (b), las fuerzas axiales en las columnas son:

$$P = kP_D \pm V_b \quad (5.8)$$

donde la fuerza cortante sísmicamente inducida en la viga cabezal está dada por:

$$V_b = \frac{M_l + M_r}{L} \quad (5.9)$$

y donde:

$$M_l = \frac{M_t}{\left(1 - \frac{0.5h_b}{H}\right)} \quad (5.10 a)$$

$$M_r = \frac{M_c}{\left(1 - \frac{0.5h_b}{H}\right)} \quad (5.10 b)$$

Debido a que los momentos M_t y M_c desarrollados en las regiones de articulación plástica en el borde de las columnas a tensión y compresión, respectivamente, están influenciados por las fuerzas axiales en las columnas, un procedimiento iterativo es requerido en el diseño para satisfacer el requerimiento de diseño:

$$V_t + V_c = \frac{M_t + M_c}{H} \geq F_H \quad (5.11)$$

5.1.3.11 Redistribución de Momentos en los Procedimientos de Diseño

La Ec. (5.11) implica que el equilibrio de fuerzas internas y fuerza símica debería ser realizado en términos globales en lugar de hacerlo en términos locales. Esto podría implicar alguna redistribución de las fuerzas elásticas cuando se adopta un diseño basado en fuerzas. Como se muestra en el ejemplo de la Fig. 5.10, la combinación de las fuerzas gravitacionales y sísmicas podría resultar en una desigualdad considerable en los momentos de diseño para las diferentes columnas. En el ejemplo mostrado, esto será típicamente compensado por una reducción de la capacidad a momento para la columna con fuerza axial símica de tensión, pero la capacidad a momento requerida de la columna a compresión es probablemente que domine el diseño. Debido a que ambas columnas (en una pila simétrica) podrían ser proveídas con el mismo refuerzo, para hacer frente a la dirección inversa de la respuesta símica, la capacidad a momento de la columna a tensión podría terminar siendo mayor que la requerida. Por consiguiente la resistencia lateral total suministrada podría exceder el nivel requerido. En el proceso de diseño por capacidad, esto podría resultar en fuerzas de diseño mayores, con consecuencias económicas indeseables.

Para evitar esta resistencia adicional innecesaria, se podría realizar una redistribución del diagrama de momentos, tal como se muestra en la Fig. 5.10(c) en tal forma que la capacidad de diseño sea optimizada, y la Ec. (5.11) se convierte en una igualdad. En este ejemplo, esto requiere reducir el momento de diseño encima de la columna a compresión y aumentar el momento de diseño encima de la columna a tensión por una cantidad igual. La consecuencia será una temprana aparición de ligera acción inelástica en la columna a compresión.

Para determinar los límites de redistribución es necesario asegurar que la respuesta a carga de servicio bajo los efectos de la carga gravitacional no sea afectada. También, para minimizar la demanda extra de ductilidad en la columna a compresión, es recomendado que no se reduzca el momento crítico en más del 30%, en conformidad con las recomendaciones hechas para procedimientos de redistribución en pórticos de edificios.

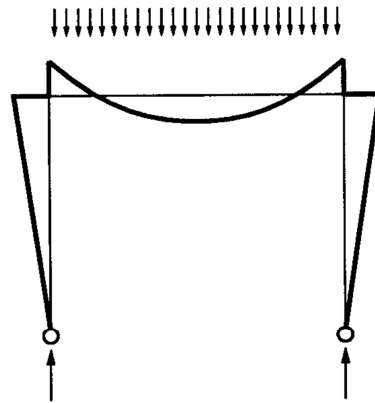
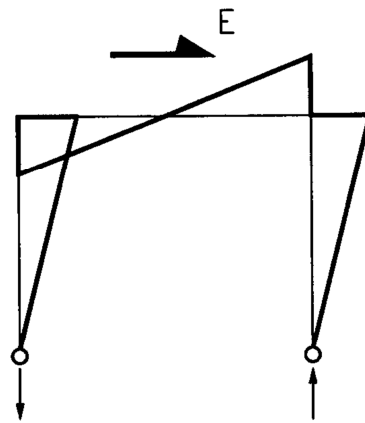
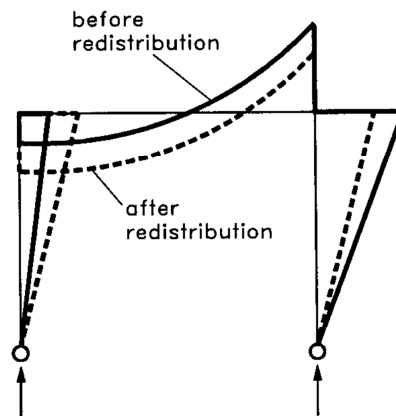
(a) Gravity Loads, D (b) Seismic Force, \vec{E} (c) Combined Action, $D+\vec{E}$

Figura 5.10: Redistribución de momento de las cargas de diseño (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

5.2 Ductilidad de flexión y Rotación Inelástica

5.2.1 Ductilidad requerida

Cuando se diseña usando el método basado en fuerzas, la capacidad de ductilidad de la estructura debería ser conocida para determinar el factor apropiado de reducción de fuerzas. Las consideraciones geométricas, incluyendo los efectos de la flexibilidad de la cimentación, influyen en la relación entre el factor de ductilidad de desplazamiento de la estructura y el factor de ductilidad de un elemento de la estructura, el cual puede ser expresado en unidades de curvatura, rotación o desplazamiento. Usando el diseño basado en desplazamientos, es la rotación plástica de las potenciales articulaciones plásticas la que tiene gran importancia en el diseño. A partir de las rotaciones plásticas se calculan los desplazamientos permitidos y por ende, se establecen los requerimientos de fuerza. Nótese que en ambos enfoques de diseño, es necesario que seamos capaces de determinar la rotación inelástica y la capacidad de ductilidad, ya que están interrelacionadas de los elementos en forma individual.

5.2.2 Evaluación de la rotación inelástica y capacidad de ductilidad

La capacidad de rotación plástica disponible y por lo tanto, la capacidad de ductilidad de un elemento dependen de la geometría de la sección y de la cantidad y distribución del refuerzo transversal dentro de la región de articulación plástica. El refuerzo transversal tiene la función doble de *confinar el núcleo de concreto*, así como *aumentar su resistencia a compresión* para soportar altas deformaciones unitarias de compresión y restringir el pandeo del refuerzo longitudinal. Estas dos acciones interactúan en una forma compleja que aún no se entiende completamente.

5.2.2.1 Capacidad de Rotación Plástica

Para mayor facilidad, se considera una aproximación bilineal para la relación momento curvatura para una sección crítica como se muestra en la Fig. 5.11. La curvatura de cedencia equivalente ϕ_y se encuentra extrapolando las secantes a las dos líneas que representan a la parte elástica y plástica de la relación Momento-Curvatura. En el punto de cruce de las secantes se tiene la capacidad nominal de momento y la primera cedencia, y al final de la curva se tiene el momento último y la curvatura última. La capacidad de curvatura plástica ϕ_p es la diferencia entre la curvatura última ϕ_u , correspondiente a la deformación límite por compresión ϵ_{cu} , y la curvatura de fluencia. Así:

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad (5.12)$$

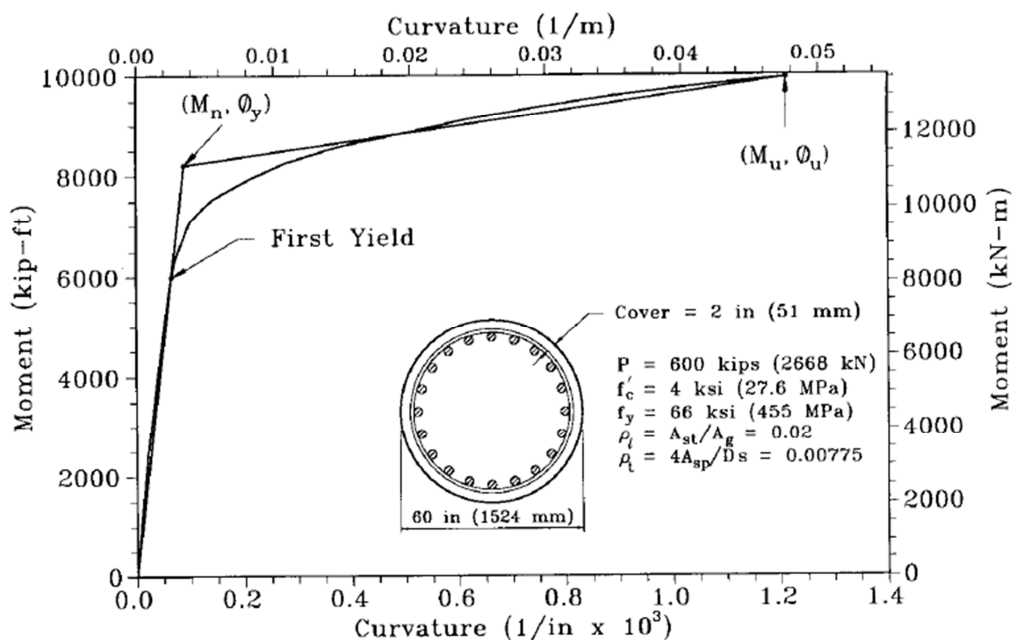


Figura 5.11: Aproximación bilineal de la relación momento-curvatura de una columna (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Se asume que la curvatura plástica es constante por encima de la **longitud equivalente de la articulación plástica L_p** , la cual es calibrada para proporcionar la misma rotación plástica ϕ_p que ocurre en la estructura real.

A partir de análisis y resultados de ensayos, se ha podido determinar una estimación razonable de la longitud de la articulación plástica cuando ésta se forma cerca de un elemento de apoyo, como la zapata de la Fig. 5.12. Esta longitud está dada por la ecuación:

$$L_p = \begin{cases} 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} & (f_{ye} \text{ en MPa}) \\ 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl} & (f_{ye} \text{ en ksi}) \end{cases} \quad (5.13)$$

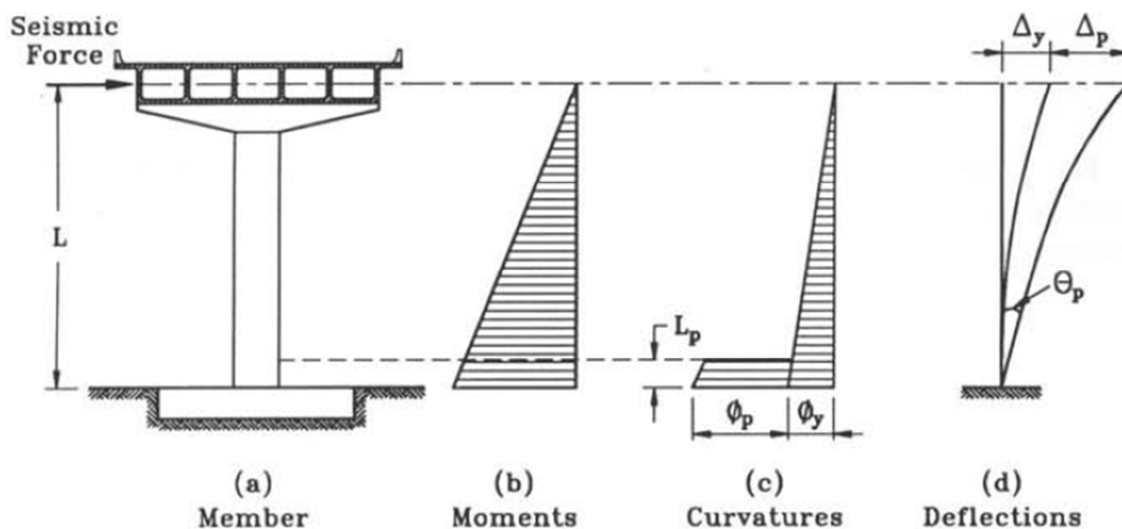


Figura 5.12: Deformación inelástica de una columna de puente (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

En la Ec. (5.13), L es la distancia desde la sección crítica de la articulación plástica al punto de inflexión y d_{bl} es el diámetro del refuerzo longitudinal. El segundo término en la Ec. (5.13) permite una rotación adicional en la sección crítica que resulta de la penetración de la deformación del refuerzo longitudinal en el elemento de apoyo, en este caso la zapata. La rotación plástica es entonces:

$$\theta_p = L_p \phi_p = L_p (\phi_u - \phi_y) \quad (5.14)$$

Las curvaturas límites ϕ_y y ϕ_u pueden ser calculadas sin recurrir a un análisis momento-curvatura completo. Usando los gráficos de diseño de la Fig. 3.8 para una rigidez efectiva I_e de la sección agrietada, la curvatura de cedencia sería aproximadamente:

$$\phi_y = \frac{M_n}{E_c I_e} \quad (5.15)$$

Para el análisis de una sección crítica en la fibra extrema a compresión, donde se presenta la deformación última ε_{cu} , la curvatura última es:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_u} \quad (5.16)$$

donde c_u es la profundidad del eje neutro y ε_{cu} está dado por la Ec. (4.14).

5.2.2.2 Capacidad de ductilidad de un elemento

La capacidad de ductilidad de curvatura de una sección está definida por:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (5.17)$$

Excluyendo todos los efectos de flexibilidad adicional, el desplazamiento de cedencia del elemento, refiriéndonos a la Fig. 5.12, es aproximadamente:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (5.18)$$

El desplazamiento plástico Δ_p incluye el componente debido a la rotación plástica θ_p y el desplazamiento elástico adicional que resulta del incremento en el momento desde M_n hasta M_u (ver Fig. 5.11). Así:

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (L - 0.5L_p) \quad (5.19)$$

Por lo tanto el factor de ductilidad de desplazamiento del elemento μ_Δ , está dado por:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_n} + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (5.20)$$

5.2.3 Confinamiento para articulaciones plásticas

5.2.3.1 Requerimientos de confinamiento del concreto

Con un diseño basado en desplazamientos, la relación volumétrica del refuerzo transversal requerido para proveer una deformación última por compresión adecuada podría ser encontrada a partir de la rotación plástica requerida θ_p , la relación entre rotación plástica y curvatura última [Ec. (5.14)], entre la curvatura última y la deformación última por compresión [Ec. (5.15)] y entre la deformación última por compresión y la relación volumétrica del refuerzo transversal [Ec. (4.14)].

Donde el diseño sísmico basado en fuerzas sea adoptado, usando los factores de reducción de fuerza recomendados en la Fig. 5.4, requerimientos estándares prescriptivos para el confinamiento podrían ser usados. Las siguientes ecuaciones han sido modificadas a partir de la práctica de diseño de *Caltrans* para asegurar una ductilidad adecuada para los factores de reducción de fuerzas de la Fig. 5.4.

Para columnas circulares o columnas rectangulares con espirales entrelazadas:

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D's} \geq 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f'_{ce}A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01) \quad (5.21)$$

donde ρ_l es la cuantía de acero longitudinal.

Para columnas rectangulares con una distribución rectangular del refuerzo longitudinal:

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f'_{ce}A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01) \quad (5.22)$$

donde h_c es el ancho del núcleo perpendicular a la dirección de colocación de A_{sh} y s es el espaciamiento vertical. La **Ec. (5.22)** proporciona el mismo efecto de confinamiento que la **Ec. (5.21)**, asumiendo que la eficiencia del confinamiento es del 12% menos, en aproximación para columnas rectangulares comparadas con las circulares.

La cantidad de confinamiento provisto por las ecuaciones (5.21) y (5.22) es algo mayor para relaciones bajas de carga axial que las cantidades sugeridas basadas en investigación teórica en Nueva Zelanda. Sin embargo existen pruebas contradictorias a partir de ensayos de columnas circulares en los Estados Unidos, particularmente cuando las columnas tienen altas relaciones de proporcionalidad (H/D), conduciendo a regiones de articulación plástica largas y por lo tanto una influencia de confinamiento reducida a partir del elemento de soporte (zapata o viga cabezal) o cuando la columna es sujeta a carga bidireccional.

Teniendo una aclaración pendiente de estos puntos, las ecuaciones anteriores son recomendadas a pesar de que podrían en algunos casos ser excesivamente conservadoras.

Para elementos a compresión de menor tamaño [por decir, $D \leq 36 \text{ in (914 mm)}$] sujetos a cargas de compresión altas, como podría ser el caso de pilas de puente, es recomendado que el requerimiento del ACI-318 sea satisfecho:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c - 1} \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (5.23)$$

Este requerimiento está basado en mantener la capacidad de carga axial de la sección entera de la columna asumiendo que no está confinada, por la resistencia confinada del núcleo después del desprendimiento de todo el recubrimiento de concreto.

5.2.3.2 Requerimientos para evitar pandeo del refuerzo longitudinal

El refuerzo transversal en la región de articulación plástica debe también ser capaz de restringir la compresión longitudinal del refuerzo contra pandeo (estribos). Dos posibles modos de pandeo deberían ser considerados: pandeo entre capas de refuerzo transversal, y pandeo sobre una longitud larga, con la aparición de fluencia y finalmente fractura de una o más capas de refuerzo transversal. Estos modos son ilustrados en la **Fig. 5.13 (a) y (b)** respectivamente. El espaciamiento entre estribos para evitar el primer modo [**Fig. 5.13 (a)**] depende del módulo efectivo de elasticidad del refuerzo longitudinal en el rango de endurecimiento por deformación, y de la deformación máxima por compresión esperada del refuerzo longitudinal.

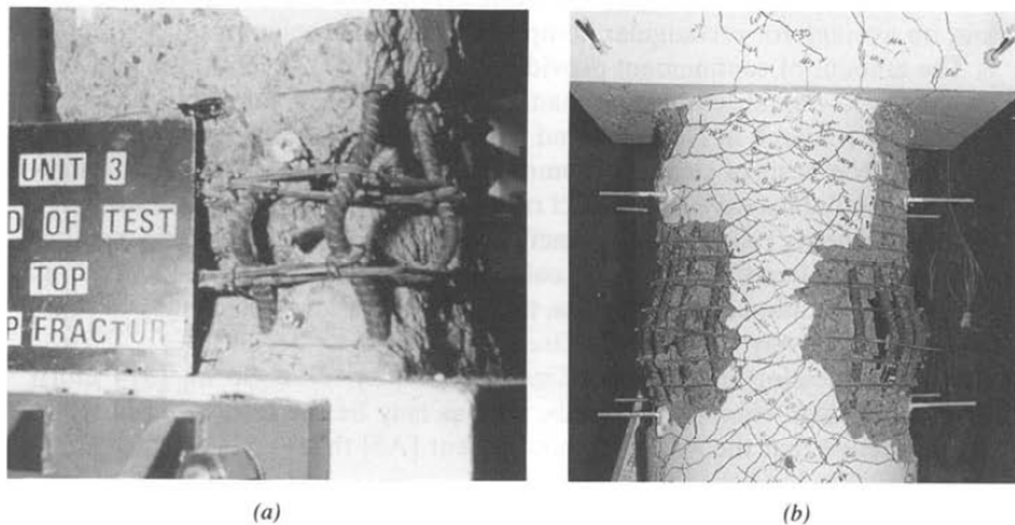


Figura 5.13: Pandeo del refuerzo longitudinal en articulaciones plásticas. **(a)** Pandeo entre capas de refuerzo transversal; **(b)** Pandeo de varias capas de refuerzo transversal. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Un requerimiento común ha sido que el espaciamiento de los estribos no debe exceder de $6d_{bl}$. Sin embargo se ha demostrado que este requerimiento es adecuado para columnas reforzadas con aceros cuya resistencia última es aproximadamente un 50% mayor que la resistencia a la fluencia, y que no es adecuado para columnas con aceros cuya relación f_u/f_y es en cambio menor, tal como es común con los nuevos aceros térmicos europeos. Aunque no se dispone todavía de suficiente información, es sugerido que el máximo espaciamiento entre estribos para contener el refuerzo longitudinal debe ser:

$$s \leq \left[3 + 6 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \right] d_{bl} \quad (5.24)$$

La ecuación (5.24) resulta en la ecuación conocida $s \leq 6d_{bl}$ para $f_u/f_y = 1.50$, pero requiere espaciamentos más cortos con bajas relaciones f_u/f_y .

El segundo requerimiento para evitar el pandeo en un conjunto de aros espaciados [Fig. 5.13 (b)] ha sido tradicionalmente encontrado para secciones rectangulares al requerir una fuerza de restricción de 1/16 de la capacidad de fluencia de la barra restringida. Para refuerzo longitudinal y transversal de igual resistencia nominal a la fluencia, esto requiere que el diámetro del lazo debe ser por lo menos $\frac{1}{4}$ del diámetro de la varilla longitudinal, siempre que cada barra longitudinal esté restringida por un lazo o gancho de estribo paralelo a la dirección potencial de pandeo. Aunque este requerimiento ha sido relacionado en el pasado a un espaciamento de 4 pulg. (102 mm) entre los estribos, es claramente más razonable relacionar la fuerza a una distancia adimensional. Por lo tanto es sugerido que el requerimiento esté relacionado a un espaciamento de $6d_{bl}$. Esto implica que el área requerida A_{tr} en el espaciamento s para restringir varillas longitudinales de área total $\sum A_l$ y diámetro d_{bl} es:

$$A_{tr} = \frac{\sum A_l}{16} \frac{s}{6d_{bl}} \frac{f_y}{f_{yh}} \approx \frac{\sum A_l \cdot s}{100d_{bl}} \frac{f_y}{f_{yh}} \quad (5.25)$$

La importancia de $\sum A_l$ es explicada con referencia en la Fig. 5.14. La barra esquinera A_{l1} está restringida en todas las direcciones por un estribo periférico. Así que al calcular A_{tr1} , la Ec. (5.25) se aplica con $\sum A_l = A_{l1}$. Los estribos interiores de la **Fig. 5.14 (a)** restringen tres barras longitudinales contra el pandeo hacia fuera; por lo tanto A_{tr2} es calculado basado en $\sum A_l = A_{l2} + \frac{1}{2}A_{l3}$. En la **Fig. 5.14 (b)**, un estribo octogonal es usado para reducir la congestión de barras, pero esto resulta en una restricción reducida de pandeo hacia fuera, debido a que la máxima fuerza de restricción perpendicular a la cara de la columna es $A_{tr2} \cdot f_{yh}/\sqrt{2}$.

$$A_{tr2} = \frac{\sqrt{2}(A_{l2} + 0.5A_{l3})s}{100d_{bl}} \cdot \frac{f_y}{f_{yh}} \quad (5.26)$$

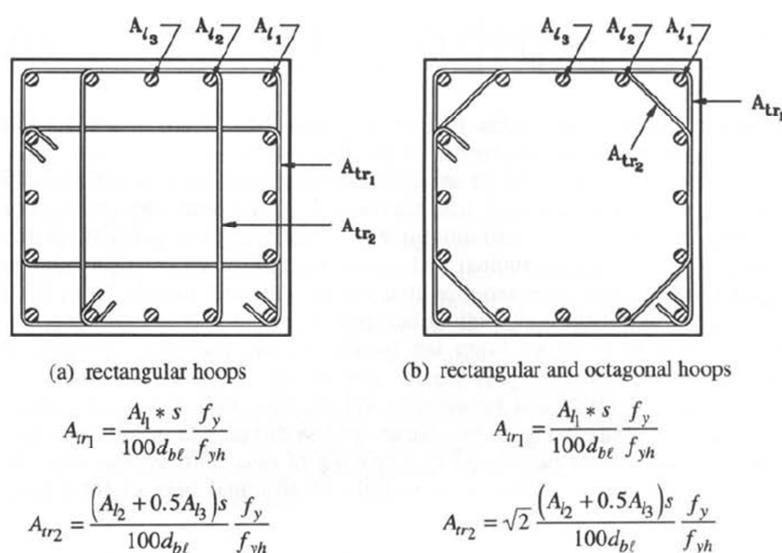


Figura 5.14: Restricción para pandeo del refuerzo longitudinal en columnas rectangulares (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Aunque es claro que se debe proveer de una adecuada restricción contra el pandeo del refuerzo longitudinal en columnas circulares, este requerimiento no ha sido cuantificado en el pasado, con la consecuencia que el pandeo ha sido común en ensayos de columnas circulares, tal como se muestra en el ejemplo de la Fig. 5.13 (b). Adoptando los mismos requerimientos que en columnas rectangulares, de que se suministre una fuerza de restricción equivalente de $\frac{1}{16}A_l f_y$ para un espaciamiento de $6d_{bl}$, conduce al requerimiento de que la relación volumétrica del acero transversal para confinamiento sea por lo menos:

$$\rho_s = \frac{0.0052\rho_l D}{d_{bl}} \frac{f_y}{f_{yh}} \quad (5.27)$$

Sin embargo se reconoce que el suministro de una fuerza de restricción de $\frac{1}{16}A_l f_y$ en $6d_{bl}$ es de alguna forma arbitraria y no puede ser directamente relacionada a los mecanismos de pandeo. Un enfoque más riguroso puede ser desarrollado considerando la restricción necesaria para evitar el pandeo sobre una longitud crítica incluyendo algunos estribos de una barra longitudinal en el rango de endurecimiento por deformación de compresión axial.

Si la rigidez de las barras longitudinales está basada en una modificación secante al enfoque del módulo doble, el nivel requerido de refuerzo transversal es aproximado por:

$$\rho_s = \frac{0.45nf_s^2}{E_{ds}E_t} \quad (5.28)$$

Donde $E_{ds} = 4E_sE_i/(\sqrt{E_s} + \sqrt{E_i})^2$ es el módulo doble del refuerzo longitudinal para f_s el esfuerzo axial en la barra a pandeo, E_t el módulo de elasticidad del refuerzo transversal y E_s el módulo secante de f_s a f_u , el esfuerzo último. Para aceros de grado 60, tomando $f_s = 74 \text{ ksi}$ (510 MPa) correspondiente a una deformación axial por compresión del 4% basado en $f_{ye} = 66 \text{ ksi}$ (455 MPa) y asumiendo que E_t tiene un valor de 29000 ksi (200 GPa), E_{ds} resulta en un valor de 657 ksi (4530 MPa) por lo que la Ec. (5.28) se reduce a:

$$\rho_s = 0.00013n \quad (5.29)$$

Es decir que el único parámetro significativo es el número de barras longitudinales n .

Las ecuaciones (5.28) y (5.29) están basadas en el equilibrio de la barra longitudinal bajo los efectos $P - \Delta$ de una forma de desplazamiento asumida y de las fuerzas elásticas de restricción en los aros. Por lo tanto el efecto de la

presión hacia fuera del núcleo confinado para aumentar la tendencia a pandeo de la barra longitudinal no ha sido considerado. Es por lo tanto evidente que toda la resistencia a la fluencia de los aros no puede simultáneamente ser usada para suministrar confinamiento al núcleo de hormigón y para restringir el pandeo del refuerzo longitudinal. Como consecuencia, a falta de análisis definitivos que describan la iteración entre confinamiento y restricción al pandeo, es recomendado que la cantidad de refuerzo transversal requerido sea incrementado en un 50% del valor obtenido de las ecuaciones (5.28) y (5.29). Para aceros grado 60 o el equivalente es recomendado para propósitos de diseño que:

$$\rho_s \geq 0.0002n \quad (5.30)$$

Sin embargo, en elementos con baja relación de proporcionalidad, la disminución del esfuerzo de compresión en las barras longitudinales con distancia a partir de la sección crítica acelera el modo de pandeo representado por la **Fig. 5.13 (b)**. Consecuentemente, los requerimientos de la Ec. (5.30), los cuales pueden ser onerosos cuando existe un gran número de varillas, no necesitan ser aplicados para columnas con relación de proporcionalidad de $M/VD < 4$.

La cantidad de refuerzo transversal requerido para confinamiento del núcleo de hormigón, definido por la **Ec. (5.21)**, ya ha sido aumentada para tomar en cuenta la iteración precedente entre el confinamiento y el anti-pandeo. Por lo tanto, para columnas circulares es recomendado que el refuerzo transversal deba satisfacer la **Ec. (5.21)** [o la cantidad requerida por las ecuaciones (5.14), (5.16) y (4.14)] y también la cantidad requerida por la **Ec. (5.30)**.

5.2.3.3 Extensión del confinamiento en las regiones plásticas

Tradicionalmente ha existido confusión entre la longitud equivalente de articulación plástica y la terminación de la región plástica. Lo primero es la aproximación matemática en la cual la curvatura plástica se asume que es constante cuando se calcula la rotación plástica. Lo último es la longitud en la cual deberían extenderse los requerimientos especiales de detallamiento, como por ejemplo el aumento del confinamiento. Las regiones últimas de articulación plástica dependen de la relación de carga axial y la longitud de la columna sujeta a acción inelástica. Es esencial que toda la longitud de la columna en la cual se podría desarrollar el desprendimiento del recubrimiento deba estar sujeta a un confinamiento completo. Se recomienda

las siguientes reglas conservadoras incluidas en el Código del Concreto de Nueva Zelanda:

- Para relaciones de carga axial $P/f'_{ce} \cdot A_g \leq 0.3$, la región plástica debería ser mayor que:

(1) La dimensión de la sección en la dirección considerada.

(2) La región en la cual el momento exceda el 80% del momento máximo.

El significado de los requerimientos anteriores es ilustrado en la Fig. 5.15.

- Para relaciones de carga axial $P/f'_{ce} \cdot A_g \geq 0.3$, la región plástica definida anteriormente debe ser incrementada en un 50%.

Donde los requerimientos para cortante gobiernen el diseño del refuerzo transversal para regiones plásticas, se requiere una mayor longitud, en relación con la **Sección 5.3.4**.

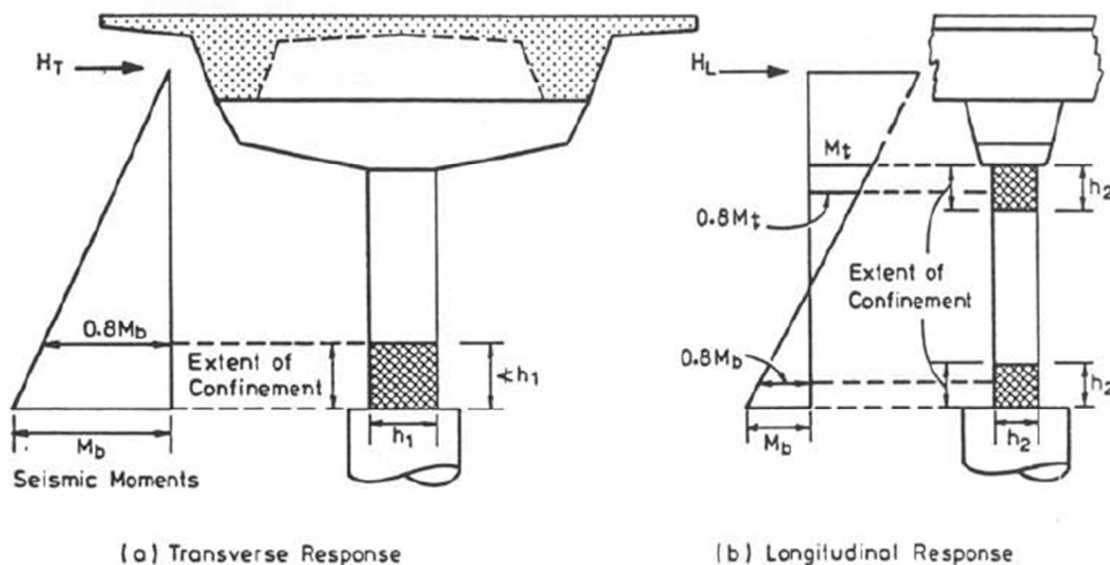


Figura 5.15: Regiones de articulación plástica para el confinamiento de columnas (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

5.2.3.4 Requerimientos de detallamiento para el confinamiento

Se debe tener especial cuidado con el detallamiento del refuerzo transversal para confinamiento. Debido a que se espera un desprendimiento del recubrimiento de hormigón durante la respuesta sísmica de diseño, es esencial que el recubrimiento no sea considerado para anclaje. Consecuentemente, los estribos (circulares o rectangulares) deberían ser cerrados por soldaduras de vuelta completa o por la superposición y flexión de los extremos alrededor de las barras longitudinales y regresar apuntando al núcleo con un gancho de por lo menos 135° y una extensión de la barra al

final del gancho de por lo menos $8d_{bh}$, donde d_{bh} es el diámetro del estribo.

El confinamiento con vueltas de espiral debe ser tratado similarmente.

El espaciamiento del conjunto de estribos o espirales sobre el eje de la columna debe satisfacer la Ec. (5.24) pero no debería exceder $D/5$ (o $h/5$ para columnas rectangulares). Con un mayor espaciamiento, la eficiencia del confinamiento del núcleo de la columna será reducida. Sin embargo, generalmente se encontrará que para diámetros típicos de varillas de refuerzo transversal, se requerirán espaciamientos menores para satisfacer las ecuaciones (5.21), (5.22) y (5.30).

El refuerzo longitudinal de la columna debe esencialmente ser distribuido uniformemente alrededor de la sección con el fin de ayudar al confinamiento. En casos donde se use una distribución rectangular del refuerzo, una vuelta de por lo menos 45° de un aro transversal debe restringir cada una de las barras longitudinales (Ver Fig. 5.14), y las barras que no están directamente restringidas por un estribo no deberían estar más lejos de 150 mm (6 pulg.) de un estribo.

Se requiere hacer una excepción a las recomendaciones anteriores para pilas rectangulares, donde la forma de la sección se aproxima a muros

estructurales. En tales pilas, la capacidad de ductilidad en la dirección longitudinal será típicamente adecuada sin lazos transversales especiales. Los ensayos han indicado una capacidad de ductilidad de desplazamiento de alrededor de $\mu_{\Delta} = 6$ antes que ocurra el desprendimiento del recubrimiento y la degradación de resistencia. Consecuentemente, en la porción central de la pila solo se necesita suministrar refuerzo transversal nominal que conecte las capas de refuerzo a través del espesor del muro.

En la dirección transversal, se requerirá un refuerzo especial para confinamiento en cada extremo de la pila con el fin de proveer la ductilidad requerida. La longitud en la cual esto se extiende no debería ser menor que la profundidad calculada de la zona a compresión. Aunque los niveles de carga axial en pilas son típicamente bajos, es claramente inapropiado el uso directo de la Ec. (5.22) para calcular la cantidad necesaria de refuerzo transversal perpendicular al eje principal mayor cuando la extensión del confinamiento siendo considerado es la zona de compresión en lugar de toda la longitud del muro. Por consiguiente, dentro de la zona de compresión es recomendado el uso de la Ec. (5.22), con una tasa de carga axial efectiva de $P/f'_c A_g = 0.4$, en lugar del valor real. Esto podría implicar similitud en los extremos de la pila a una sección rectangular de alrededor de 2.5 veces la altura de la zona de

compresión. Alternativamente, la relación volumétrica requerida del confinamiento puede ser encontrada a partir del enfoque directo, relacionado a la rotación plástica requerida θ_p , descrita en la **Sección 5.2.3.1**, y colocando por lo menos el 50% de este requerimiento transversalmente y longitudinalmente en la sección de la pila. Cuando se usan espirales entrelazadas, el espaciamiento centro a centro de los espirales no deberán exceder de $0.75D'$, con el fin de evitar grandes áreas de hormigón sin confinar.

5.2.4 Consideraciones de Serviciabilidad

Existe una tendencia de los códigos sísmicos en torno a la especificación de un proceso de diseño de dos niveles, con la consideración de un estado límite de serviciabilidad así como también del estado límite de control de daño. El estado límite de serviciabilidad podría ser de particular importancia para estructuras de supervivencia, donde un alto grado de garantía de continua funcionalidad es requerido en la fase inmediata de rescate después del terremoto. Sin embargo existe también creciente preocupación que las estructuras “normales” no necesitarían reparación después de sismos

moderados los cuales podrían esperarse que ocurran una o dos veces en la vida útil de la estructura.

Varias definiciones de qué físicamente constituye el estado límite de serviciabilidad han sido usadas. Tal vez la más común consiste en restringir las deformaciones del refuerzo a ser menores que o iguales que la deformación de fluencia, y también ubicar un límite superior, típicamente alrededor de $\varepsilon_c = 0.002$, en las deformaciones del concreto. Aunque no podría ser computacionalmente conveniente en que el chequeo de la resistencia simple elástica es realizado sin consideraciones de ductilidad, existen serios defectos en esta definición.

Primero, debe apreciarse que los límites, $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ y $\varepsilon_c = 0.002$, no constituyen la aparición de danos. Una estructura de puente expuesta a una respuesta sísmica con estos límites podría desarrollar anchos de grieta sísmicamente inducidos, los cuales probablemente no se podrían detectar con la simple vista después de un terremoto. Significativamente mayor respuesta pico podría ser sostenida antes del inicio del desprendimiento del concreto o del desarrollo de inaceptables anchos de grieta residuales.

Segundo, el diseño elástico para deformaciones límites carece de sentido como resultado de esfuerzos inducidos debido a efectos como asentamientos, fluencia (*creep*), y contracción (*shrinkage*) del hormigón, particularmente para elementos a compresión, y redistribución de los efectos de las cargas gravitacionales debido a la vibración del suelo. Debido a que estos efectos no estarán normalmente incluidos en la evaluación de la serviciabilidad, se concluye que la precisión con la que un estado límite basado en la primera fluencia puede ser identificada como extremadamente baja.

Tercero, la especificación de esfuerzos elásticos límites provee una protección irregular contra el daño en términos de la probabilidad de ocurrencia. Esto se debe a la influencia de aspectos de flexibilidad adicional, discutidos en la **Sección 5.1.2**. En un sistema estructural si flexibilidad adicional, el inicio del daño podría ser típicamente para niveles de excitación sísmica de 2.5 a 4 veces mayor que el correspondiente al límite elástico, mientras que una estructura con una alta flexibilidad adicional podría sufrir desprendimientos considerables del recubrimiento de hormigón para un niveles de excitación de 1.5 veces que el correspondiente al limite elástico.

Cuarto, estableciendo el criterio para los estados límites de serviciabilidad artificialmente bajos se requiere que el nivel de excitación correspondiente al

sismo de serviciabilidad debe ser también artificialmente bajo para evitar que los aspectos de serviciabilidad controlen el diseño. Por lo tanto, la probabilidad de ocurrencia de un sismo con nivel de serviciabilidad no corresponderá a la probabilidad de alcanzar el verdadero estado límite. Esto tiene importancia para análisis de riesgo sísmico.

Un enfoque más razonable para el diseño de serviciabilidad podría ser el uso de estados límites más reales. No debería haber trituración del concreto, y los anchos de grieta deberían permanecer aceptablemente pequeños, no requiriendo procedimientos de remediación en la forma de, por ejemplo, inyección de lechada epóxica (epoxy injection grouting). Cálculos basados en un ancho de grieta residual aceptable de 1 mm (0.04 pulg.) después del sismo sugieren que para la máxima respuesta, la deformación del acero por tensión no debe exceder de 0.015.

Para deformaciones permisibles del hormigón, un valor de $\varepsilon_c = 0.004$ para la respuesta pico podría conservadoramente ser aceptado. Se notará que esto corresponde al criterio de la resistencia de diseño sugerido en la **Sección 5.1.3.7**. Las rotaciones plásticas asociadas con estos estados límites, pueden inmediatamente ser determinados por un **análisis de momento-curvatura** y por lo tanto ser incorporadas en el análisis de mecanismo plástico.

Consecuentemente, el desplazamiento y por lo tanto la ductilidad estructural correspondiente al estado límite de serviciabilidad puede ser identificada. Esto puede ser luego relacionado al nivel de excitación de serviciabilidad o bien directamente a través del espectro de desplazamiento, si un diseño basado en desplazamientos es usado, o por el uso de relaciones apropiadas entre la ductilidad y los factores de reducción de fuerzas [Ec. (5.3)] y relacionando la respuesta al espectro de aceleración del estado límite de serviciabilidad, si se emplea un diseño basado en fuerzas.

Es evidente que el chequeo de la serviciabilidad requerirá un trabajo adicional si se realiza un análisis de mecanismo plástico para el estado límite de control de daño.

Es sugerido que se consideren los aspectos de serviciabilidad solo para estructuras importantes, y para estas sería recomendable realizar un análisis de mecanismo plástico independientemente si se adopta un diseño basado en fuerzas o uno basado en desplazamientos.

5.3. Requerimientos de Resistencia por Capacidad

Con el fin de asegurar que las deformaciones inelásticas ocurran solo en las designadas y propiamente detalladas regiones de articulación plástica, es necesario determinar la máxima capacidad a momento de las articulaciones plásticas y diseñar el resto de la estructura para las acciones correspondientes a las cargas gravitacionales más esta sobrerresistencia a la flexión.

Generalmente, la base para esto es que todas las articulaciones plásticas desarrollen toda su capacidad plástica, aunque valores más reales resultarán a partir de un análisis de mecanismo de colapso o de un análisis tiempo-historia inelástico. En estos análisis, los efectos de endurecimiento por deformación y la sobrerresistencia del material pueden ser modelados directamente si se considera necesario. Una vez que se ha determinado la demanda en los elementos protegidos por capacidad, las secciones son diseñadas conservatoriamente para asegurar esencialmente resultados de respuesta elástica. Por este método, la formación de articulaciones plásticas inesperadas, y modos de deformación inelásticos indeseados, como por ejemplo falla por cortante de elementos o conexiones, están totalmente excluidos.

5.3.1 Diseño Formal Estándar Basado en Fuerzas

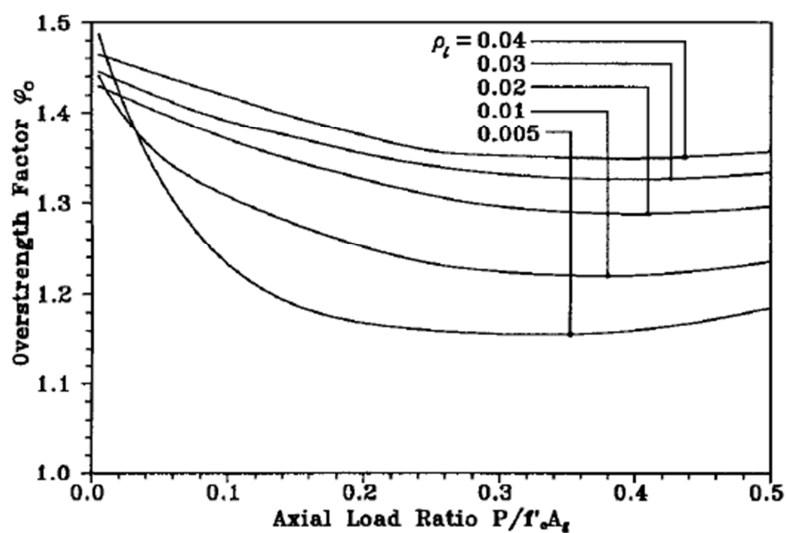
Para estructuras de rutina diseñadas de acuerdo con el enfoque basado en fuerzas de la **Sección 5.1.1**, es preferible que el cálculo de la sobrerresistencia sea lo más simple posible. Una práctica reciente de Caltrans ha sido diseñar para medidas correspondientes a un mecanismo plástico con todas las articulaciones plásticas potenciales para una capacidad a momento de sobrerresistencia de:

$$M_p = \phi^o M_{ACI} \quad (5.31)$$

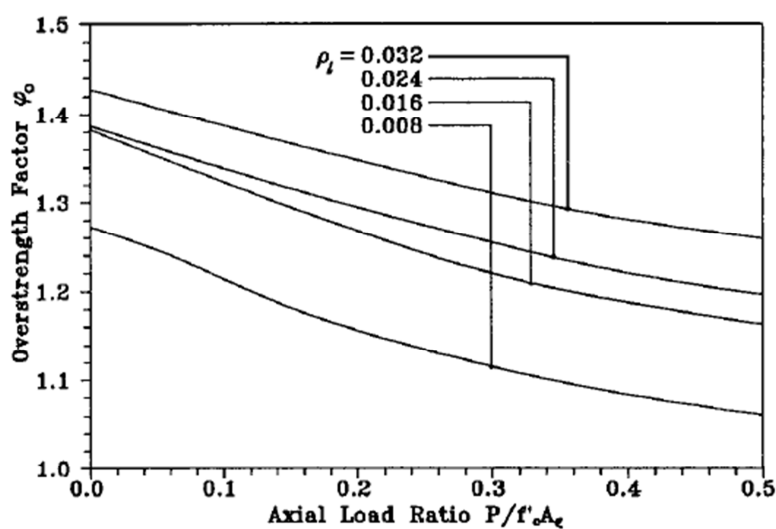
donde el factor de sobrerresistencia a flexión es comúnmente tomado como $\phi^o = 1.3$. Este factor de sobrerresistencia muy a menudo proveerá de protección insuficiente, por lo que un valor de $\phi^o = 1.7$ podría ser necesitado para proveer protección para todo el rango de carga axial y cuantías de acero de refuerzo.

Usando las recomendaciones de diseño para resistencia a la flexión, dadas en la **Sección 5.1.3.7**, factores menores de sobrerresistencia son apropiados. La Fig. 5.16 muestra los **factores de sobrerresistencia** calculados para columnas circulares y rectangulares reforzadas con acero grado 60 ($f_y \text{ nominal} = 414 \text{ MPa}$), los cuales están basados en una resistencia a la compresión especificada de $f'_c = 4 \text{ ksi}$ (27.6 MPa). De acuerdo a la **Sección 5.1.3.7**, la

resistencia de diseño del material es $f'_{ce} = 1.3 \times 4 = 5.2 \text{ ksi}$ (35.9 MPa),
 $f_{ye} = 66 \text{ ksi}$ (455 MPa) y $\varepsilon_c = 0.004$.



(a) circular column, $D=60 \text{ in}$ (1524 mm)



(b) square column $48 \times 48 \text{ in}$ (1219 \times 1219 mm)

Figura 5.16: Máximo factor de sobrerresistencia ϕ^o para columnas diseñadas de acuerdo a la **Sección 5.1.3.7** usando acero de refuerzo grado 60 (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La sobrerresistencia a la flexión ha sido calculada para la misma capacidad de ductilidad, usando $f'_{co} = 1.7 \times 4 = 6.8 \text{ ksi}$ (46.9 MPa) y $f_{yo} = 78 \text{ ksi}$ (538 MPa). Para ambos cálculos de resistencia se incluyó un apropiado endurecimiento por deformación.

Es aparente a partir de la Fig. 5.16 que el máximo factor de sobrerresistencia es fuertemente influenciado por la carga axial y la cuantía. Para un diseño estándar, un valor de $\phi^o = 1.45$ podría ser adoptado uniformemente, pero está claro que esto podría ser demasiado conservador para muchas condiciones prácticas. Por lo que la Fig. 5.16 podría ser usada directamente o podría adoptarse los resultados de un análisis de momento-curvatura para una columna específica.

Aunque los resultados de la Fig. 5.16 han sido calculados para unas dimensiones de columna específicas y $f'_c = 4 \text{ ksi}$ (27.6 MPa), los resultados para ϕ^o son independientes de las dimensiones de la columna o de f'_c para variaciones normales y podrían por lo tanto ser usados para otras columnas. Sin embargo los resultados están fuertemente influenciados por las características de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, por lo que no serían apropiados para otros tipos de acero.

Debe enfatizarse que los valores de la Fig. 5.16 son los máximos valores que no necesariamente serán alcanzados en cada caso. Valores menores podrían ser justificados basándose en los enfoques mencionados en la **Sección 5.3.2**.

Las fuerzas en los elementos deben ser determinadas basándose en una combinación apropiada de respuesta sísmica y cargas gravitacionales. Podría ser necesario considerar un rango razonable de cargas gravitacionales para asegurar que las máximas condiciones factibles sean alcanzadas. Por ejemplo, la Fig. 5.17 muestra gráficos de momento en la viga cabezal de una pila de dos columnas basados en la carga muerta y en la carga muerta más la carga viva. A pesar de que los momentos picos en la viga cabezal sean ligeramente influenciados por la carga viva, el patrón de momento y particularmente los puntos de contraflexión podrían ser afectados significativamente. Esto debe ser considerado en las ubicaciones donde se decida que termine el refuerzo.

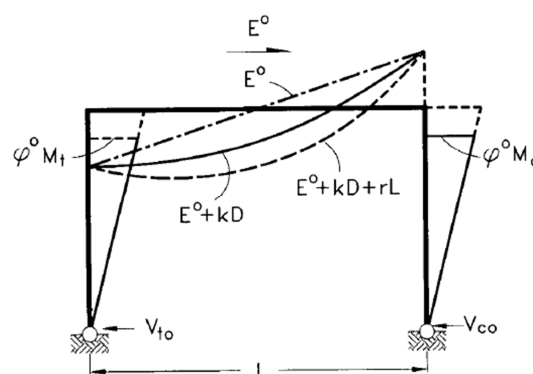


Figura 5.17: Momentos de diseño para la viga cabezal
(Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Es también apropiado incluir alguna variación en la carga muerta como una consecuencia de incertidumbres de valores absolutos de carga muerta y por las posibilidades de aceleración de respuesta vertical. En línea con las recomendaciones de la **Sección 5.1.3.10**, se sugiere que las cargas gravitacionales a ser consideradas en combinación con las fuerzas sísmicas correspondientes a la capacidad de momento plástico estén de acuerdo con las siguientes combinaciones de carga última:

$$U_1 = E^\circ + (1 - 0.5PGA)D \quad (5.32 a)$$

$$U_2 = E^\circ + (1 + 0.5PGA)D + rL \quad (5.32 b)$$

donde E° representa las acciones correspondientes a la capacidad de sobrerresistencia (plástica) en las articulaciones y r es un factor de reducción aplicado a la carga viva de diseño con el fin de proveer una estimación conservadora razonable de carga viva ocurriendo en conjunción con las medidas sísmicas. El valor apropiado de r dependerá de la longitud del tramo, densidad del tráfico, número de carriles e importancia de la estructura. En ausencia de guías específicas en los códigos locales, se recomienda que se adopte un valor de $r = 0.2$.

Debe apreciarse que las gestiones inducidas por la carga muerta y la carga viva no corresponden a aquellas predichas por análisis elásticos solo bajo

cargas gravitacionales. Las fuerzas son aquellas que corresponden a la carga gravitacional aplicada a la **estructura base**, la cual es modificada al remover las restricciones rotacionales en la posición de las articulaciones plásticas que se producen en un sismo. Esto se ilustra en la Fig. 5.17, dónde la formación de rótulas plásticas en el tope de las columnas resultan en cargas gravitacionales siendo aplicadas en la viga cabezal como si estuviera simplemente apoyada. Es decir que las cargas gravitacionales no producen momento en las columnas.

Un error común en el diseño de viga cabezal podría relacionarse también con la Fig. 5.17. Muchos diseñadores ignoran las fuerzas axiales inducidas sísmicamente en vigas cabezales. Sin embargo, requerimientos por equilibrio deben cumplirse y por lo tanto la sección crítica de la viga cabezal en la cara de la columna a tensión (columna izquierda) estará sujeta a la fuerza de tensión $T = V_{to}$, donde V_{to} es el cortante en la columna correspondiente a la capacidad de momento de sobrerresistencia en la articulación plástica de la columna izquierda. Similarmente una fuerza axial de compresión $C = V_{co}$ será inducida en el extremo derecho de la viga cabezal. Estas fuerzas axiales, las cuales son comúnmente ignoradas, podrían incrementar o disminuir la

capacidad a momento en un 20% para diseños convencionales, por lo que deben ser consideradas.

Si las columnas no están ubicadas (como se muestra en la Fig. 5.17) en los extremos de la viga cabezal, la fuerza axial en la viga cabezal podría requerir más análisis para determinar el valor apropiado. Esto se podría hacer simplemente asumiendo que la fuerza cortante total ($V_{to} + V_{co}$) esté uniformemente distribuida sobre la longitud de la viga cabezal como un flujo de cortante $v = (V_{to} + V_{co})/L$ y tomando consideraciones normales de equilibrio.

5.3.2 Acciones determinadas por análisis tiempo-historia inelásticos

Es probable que un análisis tiempo-historia sea realizado con el propósito de determinar las máximas rotaciones en las articulaciones plásticas y desplazamientos de la estructura, y por lo tanto estará basado en estimaciones menores de la resistencia del material. La simple multiplicación por un factor de sobrerresistencia y la combinación con las cargas gravitacionales podría parecer inapropiado, debido a que los momentos plásticos pico en las diferentes articulaciones podrían no ocurrir en el mismo

instante de tiempo. Consecuentemente, si se va a realizar un análisis de tiempo-historia para determinar las acciones por capacidad, un segundo análisis debe ser realizado usando resistencias de sección en las articulaciones plásticas basadas en $f'_{co} = 1.7f'_c$ y $f_{yo} = 1.3f_y$, para las dos combinaciones de carga última representadas por la Ec. (5.12).

5.3.3 Resistencia a la Flexión

Podría razonablemente ser sugerido que el enfoque realizado en la **Sección 5.1.3.7** para la resistencia de diseño a la flexión de las articulaciones plásticas podría también ser adoptado para la resistencia de diseño a la flexión de secciones a ser protegidas contra rotulación, siempre que se incorpore un factor de reducción de resistencia de $\phi_f = 0.9$. Esto implica el uso de resistencias que excedan la mínima especificada pero podría producir resistencias de diseño esencialmente iguales a la capacidad mínima ideal correspondiente a las resistencias mínimas especificadas de los materiales, como resultado de los factores de reducción de resistencia.

Para elementos, como las columnas con articulaciones plásticas, esto podría claramente ser apropiado, debido a que las mismas varillas de refuerzo están

generalmente presentes en la zona de articulación plástica como en el resto del elemento, y sería inapropiado asignar dos resistencias diferentes a la fluencia para la misma varilla. También, las consecuencias de fluencia flexionante inesperada en secciones no diseñadas como rótulas plásticas no serían serias. Debido a que los procedimientos de diseño están basados en la sobrerresistencia en las articulaciones plásticas, esto ocurrirá solo para los límites de deformación plástica, si en absoluto, y la demanda de ductilidad de las articulaciones imprevistas será mínima.

Sin embargo, las consecuencias de adoptar una resistencia mayor a la mínima para los procedimientos de diseño por capacidad podrían ser más serias cuando se consideran procedimientos de falla, particularmente la resistencia al cortante, la cual es más bien fuertemente dependiente de la resistencia a la compresión del concreto. Por lo tanto sería poco aconsejable confiar en $f'_{cc} = 1.3f'_c$. Es conveniente que se adopte un enfoque consistente para todos los procedimientos de diseño por capacidad. Es también conveniente el uso de los mismos procedimientos para determinar las resistencias de diseño de los elementos protegidos por capacidad para acciones resultantes de combinaciones de carga sísmica y no sísmica (cargas gravitacionales).

Consecuentemente, es recomendado adoptar las resistencias especificadas para determinar la resistencia de diseño a la flexión de los elementos diseñados por capacidad. Se notará que en muchos países, las resistencias especificadas son típicamente menores en un 5%, y los factores de reducción de resistencia a la flexión adoptados deberían reflejar las posibles variaciones en la resistencia. Es sugerido el uso de una deformación última por compresión de $\epsilon_{cu} = 0.004$ para la resistencia de diseño de todas las acciones flexionantes.

(a) Columnas con articulaciones plásticas

Para columnas diseñadas con articulaciones plásticas, se requiere una consideración especial. Claramente, no es factible requerir la resistencia de diseño adyacente inmediatamente a las articulaciones plásticas con el fin de satisfacer la Ec. (5.5), particularmente cuando se consideran los efectos de cambios de tensión, debido a que esto podría implicar que exista un requerimiento de refuerzo longitudinal adicional fuera de la región plástica, aunque el diseñador podría naturalmente considerar terminar el refuerzo debido al momento reducido.

Este problema es resuelto en la Fig. 5.18, donde se consideran perfiles de momento para columnas simples en voladizo y columnas sujetas a flexión doble. Debido a que el mismo acero de refuerzo es usado dentro y adyacentemente a la articulación plástica, es solo necesario considerar la sobrerresistencia resultante a partir del endurecimiento por deformación. Conservadoramente, esto podría ser tomado como el 20% para aceros con $f_u \approx 1.5f_y$. Los perfiles de momento 1 y 2 en la Fig. 5.18 corresponden a resistencias de diseño y sobrerresistencia, respectivamente, basados en la resistencia a la fluencia actual del refuerzo de la columna.

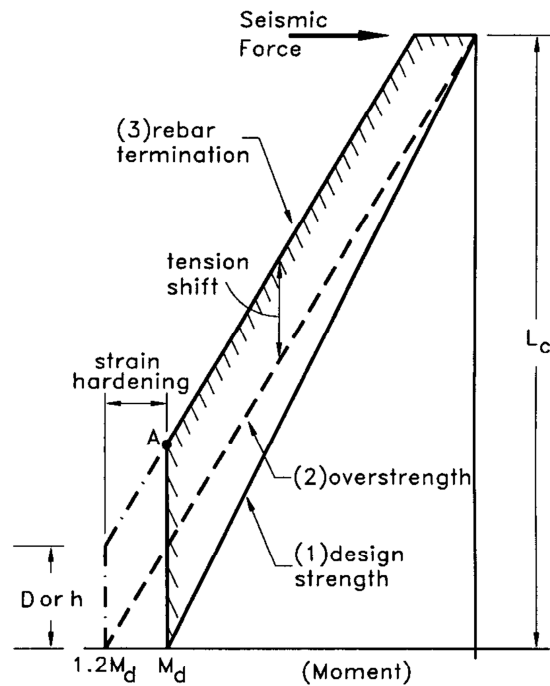
Las fluencias inclinadas debido al cortante y a la flexión en las columnas resultan en cambios de tensión, donde el esfuerzo de tensión del refuerzo excede al correspondiente al momento de la sección basado en la hipótesis de secciones planas. La extensión de los cambios de tensión depende del ángulo de las fisuras con respecto al eje de la columna y de la cantidad de refuerzo transversal dentro de la región plástica.

Para columnas, este ángulo podría ser tomado como 30° , tal como se discutió en la **Sección 5.3.4**, y los cambios de tensión podrían ser tomados como $0.5D \cot 30^\circ$ o $0.5h \cot 30^\circ$, donde D es el diámetro de la columna y h la altura de la sección para una columna rectangular. Esto resulta en cambios de

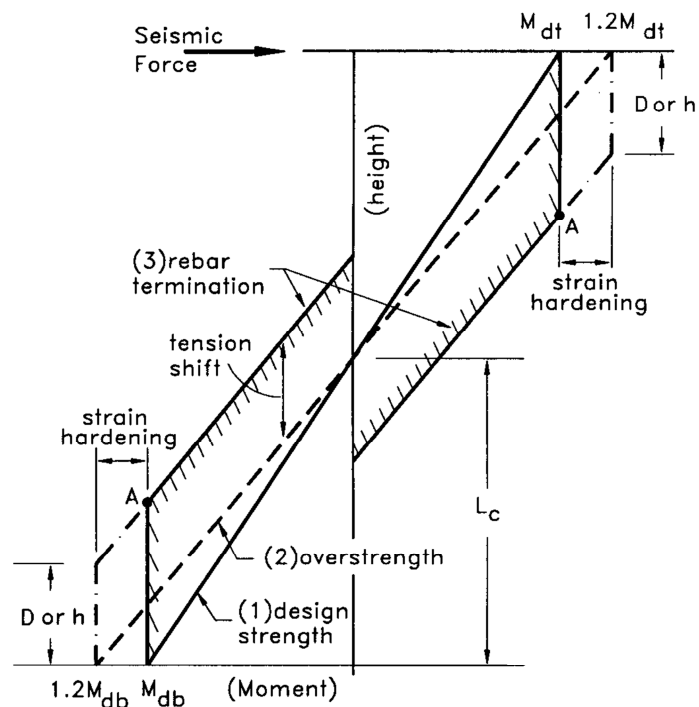
tensión de $0.87D$ o $0.87h$. Esto es conservadoramente redondeado en la Fig. 5.18 a D o h , y el perfil de momento correspondiente a la sobrerresistencia es por lo tanto desplazado verticalmente por D o h para proveer el perfil 3, el cual podría ser usado para la terminación del refuerzo longitudinal de la columna. Por lo tanto todo el refuerzo es requerido para toda su resistencia hasta alturas designadas como A , por la intersección de la resistencia de diseño M_d y el perfil 3 correspondiente a los cambios de tensión. Cualquier refuerzo terminado en la columna debe extenderse al perfil 3 al menos por la longitud de desarrollo l_d . Esto implica que la longitud mínima para terminar el refuerzo de la columna es una distancia $l_{t,min}$ a partir de la sección crítica, donde:

$$l_{t,min} = 0.167L_c + (D \text{ ó } h) + l_d \quad (5.33)$$

donde L_c es la distancia a partir de la sección crítica al punto de inflexión.



(a) Simple cantilever



(b) Reversed bending

Figura 5.18: Perfiles de momento para la terminación del refuerzo longitudinal de la columna (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Los perfiles de momento de la Fig. 5.18 (b) están basados en la suposición que la viga cabezal o la superestructura, para respuesta longitudinal, es relativamente rígida. Un perfil similar podría desarrollarse para respuesta transversal de una columna en voladizo con conexión rígida a una superestructura horizontalmente curva. En este caso el punto de inflexión podría ser movido arriba o debajo de la columna dependiendo de la cantidad de momento contribuido por los diferentes modos de vibración. En tales casos debería considerarse una variación en la posición del punto de inflexión cuando se termine el refuerzo. En todos los casos de flexión invertida es recomendado que la cuantía de refuerzo longitudinal no sea reducida debajo del 50% del valor en las secciones críticas. En muchos casos, no será económico reducir el refuerzo debido al gran desarrollo de longitudes requeridas.

Las columnas muy altas podrían tener momentos inducidos significativos debido al peso propio como una consecuencia de respuesta inercial de la columna vibrando como una viga en voladizo con masa distribuida constante. Estos efectos deberían ser considerados para determinar la envolvente de la resistencia de diseño y por consiguiente los puntos de terminación de las varillas, basados en la sobrerresistencia y cambios de tensión.

(b) Otros elementos

Los elementos que no sean columnas con articulaciones plásticas designadas deberían ser diseñadas para los efectos de cambio de tensión llevando el refuerzo longitudinal a una distancia $d + l_d$ más allá de la ubicación donde es requerido para toda su resistencia, pero no menor que una distancia de $12d_{bl}$ más allá de la ubicación donde es requerido proveer cualquier contribución a la resistencia a la flexión, de acuerdo con las provisiones estándares incorporadas en la mayoría de los códigos.

El diseño de la viga cabezal debería incorporar los efectos de las fuerzas axiales sísmicas, debido a que estas tienen una influencia significativa en los requerimientos de refuerzo longitudinal. También se debe tener consideración en la forma en que el refuerzo de la viga cabezal es distribuido a través de la sección. Tradicionalmente, esto ha sido alcanzado al concentrar el refuerzo en dos grupos, cada uno para la máxima distancia a partir del eje centroidal, tal como se muestra en la Fig. 5.19 (a). Esto frecuentemente tiene el efecto de requerir varias capas de refuerzo en la parte superior e inferior de la sección, y de crear una congestión considerable de varillas. Sin duda alguna no hay razón para escoger la distribución de la Fig. 5.19 (a), la cual está basada únicamente en nuestra experiencia con flexión de una sola forma en

secciones de viga, las cuales implican mayores eficiencias de diseño a partir de refuerzos ubicados en la distancia máxima medida desde la cara a compresión. Cuando la sección es sujeta a la inversión del momento flexionante, requiriendo refuerzo en las caras opuestas, el refuerzo de compresión tiene muy poco efecto en resistir el momento flexionante. Si el refuerzo longitudinal total de la Fig. 5.19 (a) es distribuido bajo las caras de la sección, tal como se muestra en la Fig. 5.19 (b), la capacidad a momento flexionante es aproximadamente idéntica a la del caso concentrado de la Fig. 5.19 (a). La Fig. 5.19 (c) compara la resistencia teórica a la flexión para los dos casos como una función de la relación mecánica del refuerzo longitudinal $\rho f_y / f'_c$. Como será visto, la diferencia es despreciable.

Escoger la opción de distribución de refuerzo de la Fig. 5.19 (b) tiene la ventaja de reducir la congestión de varillas, controlando la fisuración por retracción en la cara lateral, mejorando la resistencia al cortante del elemento y la resistencia al cortante a través de las conexiones viga-columna, y es más conveniente que el refuerzo convencional concentrado. En la práctica se recomienda una solución intermedia entre los dos casos de la Fig. 5.19, con más refuerzo en las caras superior e inferior, con la mayor ventaja de aumento de resistencia a la torsión.

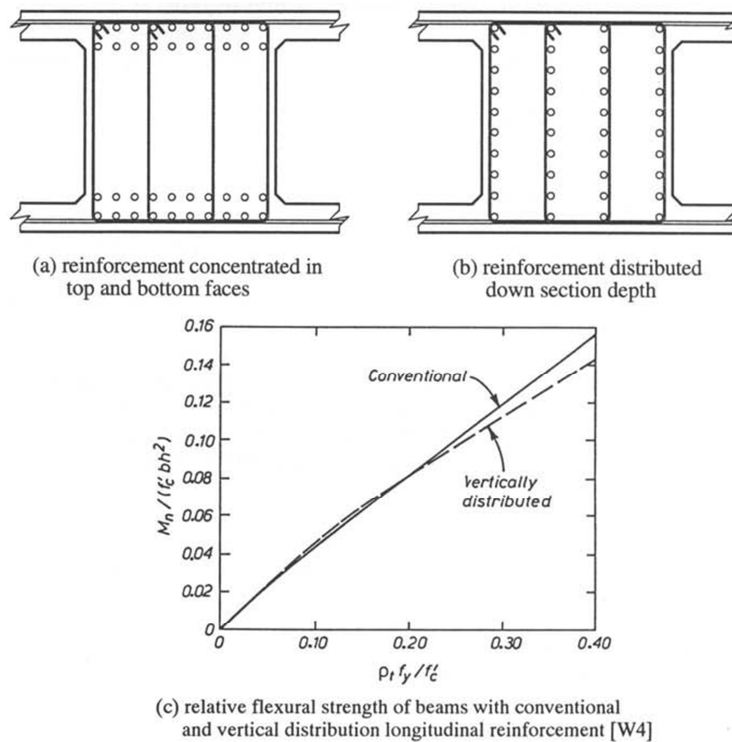


Figura 5.19: Influencia de la distribución del refuerzo longitudinal en la resistencia a la flexión de la viga cabezal (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(c) Resumen: Resistencia a la Flexión

Excepto para las columnas que contengan articulaciones plásticas, la resistencia de diseño a la flexión de las secciones protegidas por capacidad debería estar basada en los siguientes requerimientos:

1. La resistencia requerida debería estar basada en la Ec. (5.32).
2. La resistencia nominal debería estar basada en la resistencia nominal del material f_c' y f_y y de una deformación última por compresión de $\epsilon_u = 0.004$.

3. Un factor de reducción de resistencia a la flexión de $\phi_f = 0.9$ debería ser usado para determinar la resistencia de diseño a la flexión de elementos protegidos por capacidad.
4. Las fuerzas axiales deben ser incluidas en el diseño.
5. El refuerzo longitudinal debería estar distribuido a través de la sección.

Para columnas que se diseñen con articulaciones plásticas, la terminación del refuerzo debe estar basada en consideraciones de endurecimiento por deformación y cambios de tensión, en relación con la Fig. 5.18.

5.3.4 Resistencia al cortante

Se ha encontrado que el enfoque del ASCE-ACI 426 para la resistencia al cortante no provee una buena estimación particularmente para la resistencia al cortante de las columnas. Para niveles bajos de ductilidad, el enfoque tiende a ser excesivamente conservativo, mientras que para niveles altos de ductilidad es en algunos casos no conservador.

Un enfoque desarrollado recientemente provee cálculos considerablemente mejorados. La resistencia ideal al cortante está dada por:

$$V_d = V_c + V_s + V_p \quad (5.34)$$

donde

$$V_c = k\sqrt{f'_c \cdot A_e} \quad (5.35)$$

$A_e = 0.8A_g$, y k , dentro de las regiones de articulación plástica, depende de la ductilidad de desplazamiento del elemento μ_Δ , la cual se reduce a partir de 3.5 en unidades psi (0.29 en unidades MPa) para $\mu \leq 2$ hasta 0.6 en unidades psi (0.05 en unidades MPa) para $\mu \geq 8$, tal como se muestra en la Fig. 5.20. Esto implica un aumento considerable en V_c para niveles bajos de ductilidad sobre aquellos permitidos por la ASCE-ACI 426 ó ACI 318-89. Para columnas sujetas a respuesta dúctil en dos ejes ortogonales, la reducción en k comienza más temprano que bajo respuesta uniaxial. Para regiones de columna fuera de la articulación plástica pertenece el valor inicial de k .

La resistencia del mecanismo de cercha para columnas circulares está dada por:

$$V_s = \frac{\pi A_h f_{yh} D'}{2s} \cot \theta \quad (5.36 a)$$

y para columnas rectangulares por:

$$V_s = \frac{A_v f_y D'}{s} \cot \theta \quad (5.36 b)$$

donde D' es la dimensión del núcleo, de centro a centro del aro periférico, para ambas columnas circulares y rectangulares, como se define en la Fig.

5.21. En la Ec. (5.36), el ángulo de la fisura crítica inclinada por cortante al eje de la columna es tomado como $\theta = 30^\circ$, a menos que esté limitado a ángulos mayores por la potencial fisuración de esquina a esquina.

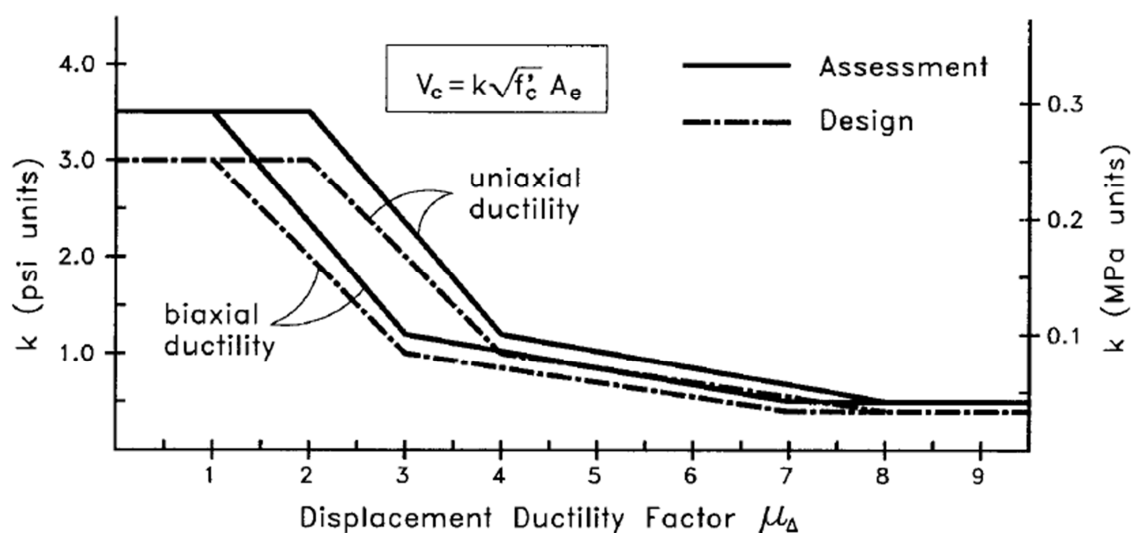


Figura 5.20: Máximo factor de sobrerresistencia ϕ° para columnas diseñadas de acuerdo a la Sección 5.3.1 (d) (vii) usando acero de refuerzo grado 60 (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

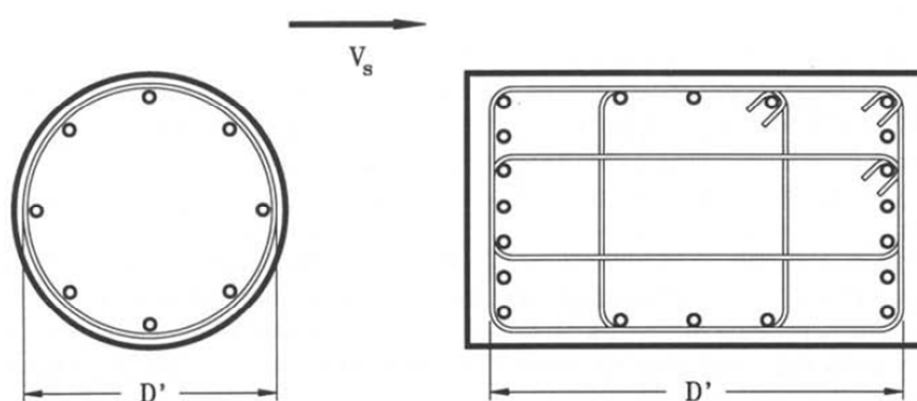


Figura 5.21: Definición de D' para la resistencia del mecanismo de cercha (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

El desarrollo de ángulos de fisuración más pronunciados que $\theta = 45^\circ$ asumidos por el enfoque del ASCE-ACI 426 está bien sustentado por los resultados experimentales (ver Fig. 5.22, por ejemplo), y es aceptado en el enfoque de diseño de mecanismo de cercha de ángulo variable usado en algunos países europeos.

El aumento de la resistencia al cortante a partir de compresión axial es considerado como un componente independiente de la resistencia al cortante, el cual resulta a partir de un puntal de compresión diagonal, tal como se muestra en la Fig. 5.23, dado por:

$$V_p = P \tan \alpha \quad (5.37 a)$$

Para una columna en voladizo, α es el ángulo formado entre el eje de la columna y el puntal a partir del punto de aplicación de carga al centro de la zona de compresión a la flexión en la sección crítica de la rótula plástica de la columna. Para una columna con doble curvatura, α es el ángulo entre el eje de la columna y la línea que une los centros de compresión flexionante en la parte superior e inferior de la columna. La justificación del enfoque precedente es la simple observación que la carga axial debe efectivamente formar un puntal de compresión con un ángulo al eje de la columna debido a que debe ser transmitida a través de la zona de compresión a la flexión, y que

la dirección del componente horizontal de la fuerza resiste a la fuerza cortante aplicada.

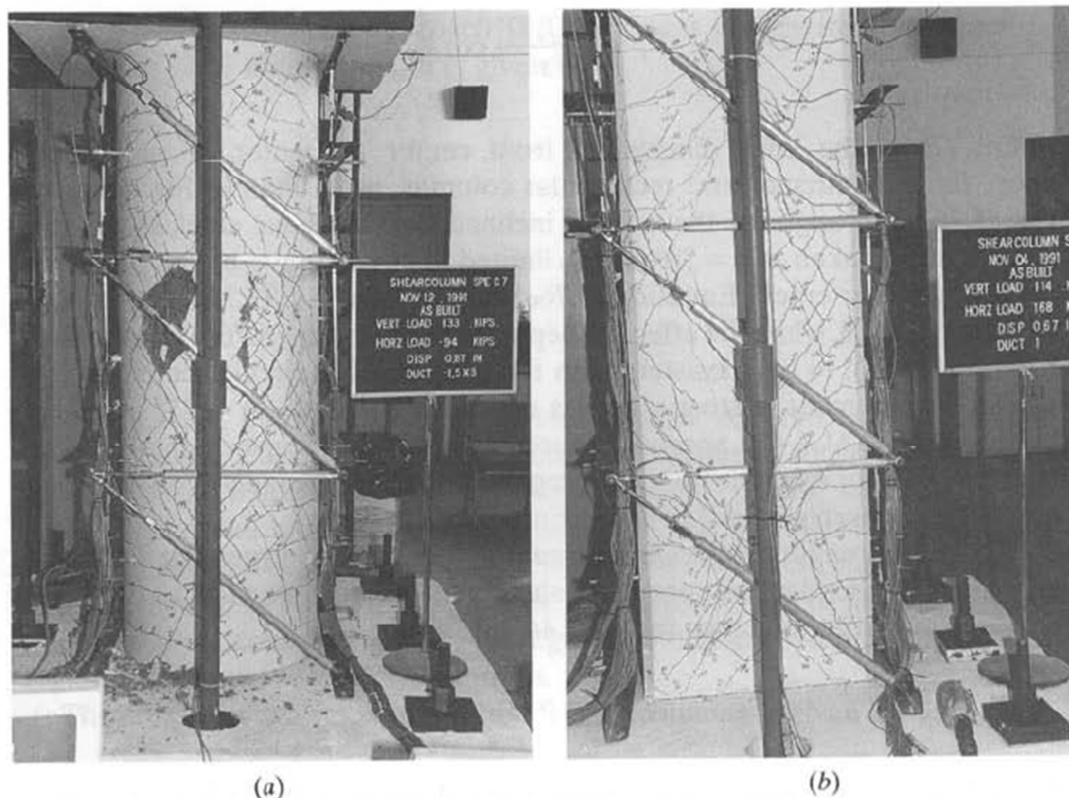


Figura 5.22: Fisuras inclinadas debido a flexión-cortante en columnas sujetas a ciclos invertidos de deformación. **(a)** Columna circular; **(b)** Columna rectangular. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

La ecuación (5.37) implica que la resistencia al cortante de columnas cortas cargadas axialmente debería ser mayor que la de las columnas más esbeltas. Esto es bien sabido a partir de los resultados de los ensayos. También implica que a manera que la carga axial aumenta, y por lo tanto la profundidad c de la zona de compresión a la flexión aumenta, el aumento en la resistencia al

cortante será menos significativo, debido a que α será reducido. Esto también coincide con los resultados de los ensayos. La Ec. (5.37) podría también ser usada para fuerzas de tensión resultantes en las columnas, donde P es tomada como negativa para tensión.

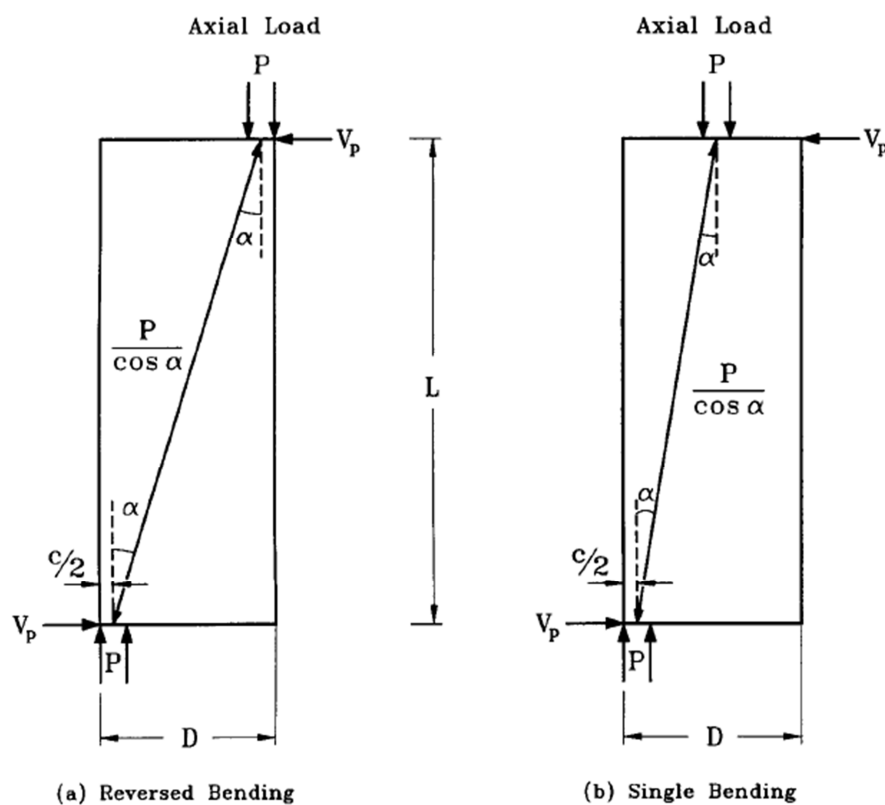


Figura 5.23: Contribución de la fuerza axial a la resistencia al cortante de la columna (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(a) Recomendaciones de diseño**(i) COLUMNAS**

Las ecuaciones (5.34) a (5.37) han sido desarrolladas como ecuaciones predictivas, las cuales a pesar de mostrar dispersiones muy pequeñas cuando son comparadas con los resultados experimentales sin embargo sobredimensionan la resistencia al cortante en un número pequeño de casos. Por lo tanto aunque estas ecuaciones sean apropiadas para la estimación de la resistencia al cortante de puentes existentes, es apropiado que se provea un 15% adicional de conservación usando las siguientes ecuaciones para los componentes de la Ec. (5.34).

CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO PARA COLUMNAS. Para hormigones de peso normal usar la Ec. (5.35), con un valor máximo de $k = 3.0$ (unidades psi) (0.25 unidades MPa), reduciendo con la ductilidad tal como se indica en la Fig. 5.20 por las líneas marcadas con "design". Resultados limitados de ensayos indican que estos valores deberían ser reducidos en más del 25% para columnas de concreto liviano.

Es destacado que la ductilidad de desplazamiento de la Fig. 5.20 es la ductilidad de desplazamiento del elemento y generalmente será algo mayor que el factor de ductilidad de desplazamiento estructural. Las relaciones desarrolladas en la **Sección 5.1.2** podrían ser usadas para convertir la demanda de ductilidad estructural a demanda de elemento cuando se usa un diseño basado en fuerzas. Cuando se usa un diseño basado en desplazamientos, generalmente será más conveniente acceder a la demanda de ductilidad de elemento en términos de factor de ductilidad de curvatura. También podría aparecer que el factor de ductilidad de curvatura, el cual es un factor más significativo de anchos de grieta, y por lo tanto de la pérdida de la capacidad de adherencia del agregado, podría ser una base más apropiada que el factor de ductilidad de desplazamiento para determinar la reducción de la resistencia al cortante en el concreto. Consecuentemente, la Fig. 5.24 presenta el modelo de diseño de la Fig. 5.20 en términos de la ductilidad de curvatura en lugar de ductilidades de desplazamiento. Esto ha sido desarrollado a partir de la Fig. 5.20, basándose en la relación típica M/VD de 2 usada en la mayoría de datos experimentales y diámetros típicos de varillas. Nuevamente, las resistencias de diseño de la Fig. 5.24 deberían ser reducidas e un 25% para columnas de hormigón liviano.

- Contribución del mecanismo de cercha: Usar la Ec. (5.36) con $\theta = 35^\circ$.
- Contribución de la carga axial: Usar

$$V_p = 0.85P \tan \alpha \quad (5.37 b)$$

- Factor de reducción de resistencia al cortante: Usar $\phi_s = 0.85$

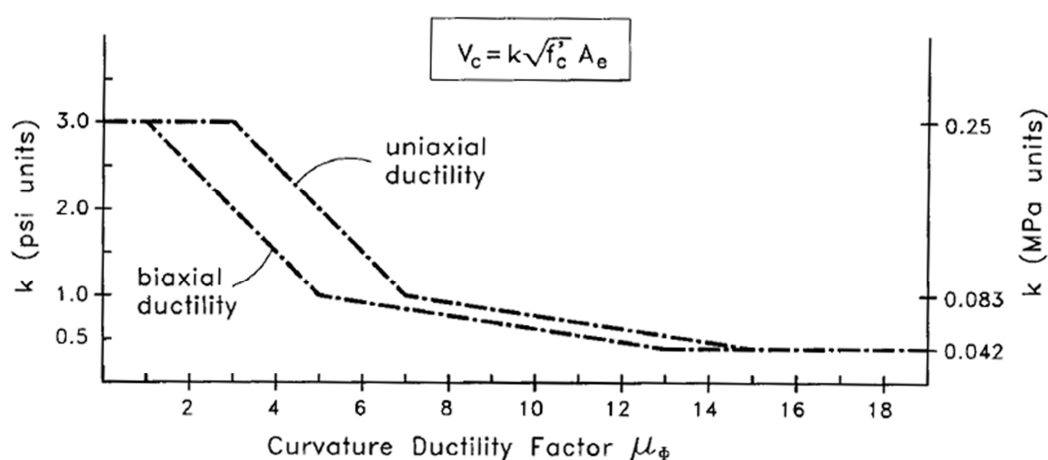


Figura 5.24: Resistencia de diseño de los mecanismos de resistencia al cortante basada en la ductilidad de curvatura de la sección. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

Los resultados de los ensayos indican que esto generalmente resultará en diseños más económicos que los del enfoque del ASCE-ACI pero también proveerá una mayor protección consistente contra la falla al cortante.

Para columnas reforzadas con espirales entrelazados, las consideraciones teóricas indican que la resistencia al cortante de la armadura debería ser la

suma de las resistencias de cada uno de los espirales considerados independientemente. Los pocos datos obtenidos de ensayos relevantes sustentan esto. Tal como se notó en la **Sección 5.2.3**, el espaciamiento centro a centro de los espirales entrelazados no debería exceder de $0.75D'$.

(ii) VIGAS

La resistencia al cortante de los mecanismos de resistencia parece ser menor en vigas que en columnas, principalmente porque las columnas se benefician de la distribución uniforme del refuerzo longitudinal alrededor de la sección, ayudando a mejorar el confinamiento. En ausencia de una revisión más detallada del gran conjunto de datos de prueba, es recomendado el uso de la ecuación del ASCE-ACI para la resistencia básica al cortante, en combinación con la contribución independiente de carga axial descrita en la Fig. 5.23. Esto debería ser usado para fuerzas axiales debido al presfuerzo o también para fuerzas axiales inducidas en la viga cabezal debido a fuerzas cortantes en columnas.

CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN PARA VIGAS._ Para hormigones de peso normal, usar un área efectiva $A_e = 0.8A_g = 0.8b_w h$. Reducir en un 25% para hormigones livianos.

- Contribución del armado en vigas: Usar la Ec. (5.36 b) con $\theta = 35^\circ$.
- Contribución de la carga axial: Usar $V_p = 0.85P \tan \alpha$, donde P es la fuerza axial neta en la sección, resultada a partir de presfuerzos y de otros procedimientos.

El uso de este enfoque para vigas cabezales es ilustrado por la pila compuesta de dos columnas de la Fig. 5.25. El ángulo α es encontrado a partir de la inclinación del puntal entre los centros de las zonas de compresión a la flexión en las secciones 1-1 y 2-2, y las fuerzas axiales a ser usadas en estas secciones son:

En la Sección 1-1:

$P = F_p - V_{col\ 1}$; por lo tanto:

$$V_p = 0.85(F_p - V_{col\ 1}) \tan \alpha \quad (5.38\ a)$$

En la Sección 2-2:

$P' = F_p + V_{col\ 2}$; por lo tanto:

$$V_p = 0.85(F_p + V_{col\ 2}) \tan \alpha \quad (5.38\ b)$$

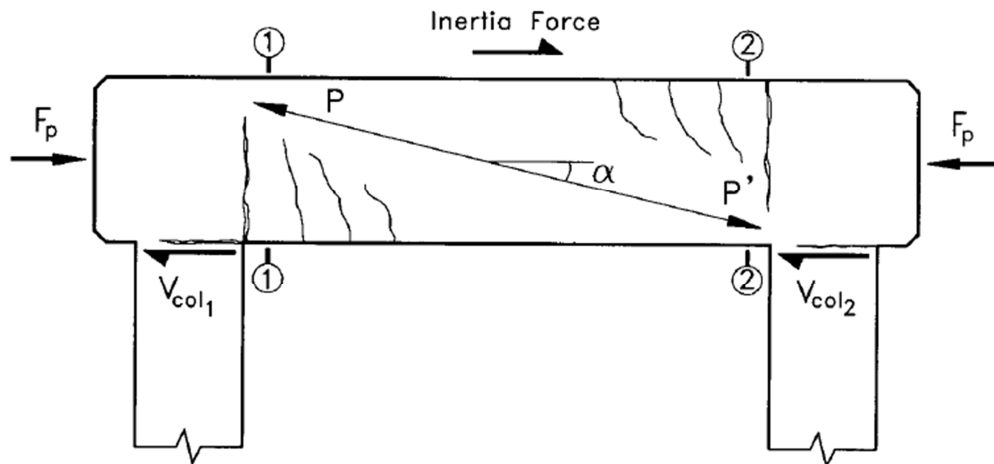


Figura 5.25: Contribución de la fuerza axial en la resistencia al cortante de la viga cabezal. (Tomado de Priestley, Seible y Calvi, 1996)

(b) Límite a la resistencia al cortante

Para evitar niveles altos de esfuerzo de compresión diagonales en los elementos, los niveles requeridos del esfuerzo cortante V_r/A_e no debería exceder de $0.2f'_c$.

(c) Extensión de las regiones plásticas para cortante

La reducción de V_c implicada por la Fig. 5.20 y 5.24 solo se aplica dentro de las regiones de articulación plástica, donde el incremento de los anchos de grieta con ductilidad reduce la eficiencia de la interconexión del agregado. Debido a que se esperan fisuras inclinadas por cortante con ángulos cercanos a 30° con respecto al eje de la columna, las fisuras críticas pueden esperarse que se extiendan tal vez el doble de la altura de la sección del elemento a partir de la sección crítica. Consecuentemente, la región en la cual se aplica el componente reducido de V_c debe ser tomado como $2D$ ó $2h$ a partir de la sección crítica de las columnas circulares y rectangulares, respectivamente.

CAPÍTULO VI:

DISEÑO

ESTRUCTURAL DE

PILAS DEL PUENTE

CAPÍTULO VI.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILAS DEL PUENTE

6.1 Características Generales del Puente a Analizar

El puente a analizar corresponde a un paso elevado urbano ubicado en la ciudad de Guayaquil. El paso elevado tiene una longitud de 335 m. El plano **EST-1** presenta la planta general del proyecto, perfil longitudinal y secciones transversales típicas. A continuación se presenta una descripción detallada de los diversos elementos estructurales que conforman el paso elevado.

6.1.1 SUPERESTRUCTURA

El tablero se apoya en dos estribos (E-1 y E-2) y once pilas (P-1 a P-11). La distancia entre los ejes del estribo E-1 a P-1 y de P-11 a E-2 es de 27.10 m, mientras que la distancia entre los ejes de dos pilas sucesivas es de 28 metros. El tablero tiene un ancho total de 12.60 metros con dos barreras laterales de seguridad Tipo Jersey y está compuesto por una losa de 21 cm de espesor apoyada sobre 5 vigas postensadas de hormigón. Las vigas tienen una longitud constante de 26.80 m. La sección transversal de la viga se presenta en la Figura 6.1. Las vigas están espaciadas a 2.55 m y se apoyan sobre los

rebordes de vigas cabezales en el caso de las pilas y sobre muros en el caso de los estribos.

A fin de minimizar las molestias (debido al golpeteo constante que se produce entre las llantas de los vehículos y las juntas de expansión) que generalmente se presentan en las juntas de expansión de los pasos elevados de la ciudad de Guayaquil, se decidió colocar las juntas de expansión solamente en los estribos E-1, E-2 y en las pilas P-3, P-6 y P-9.

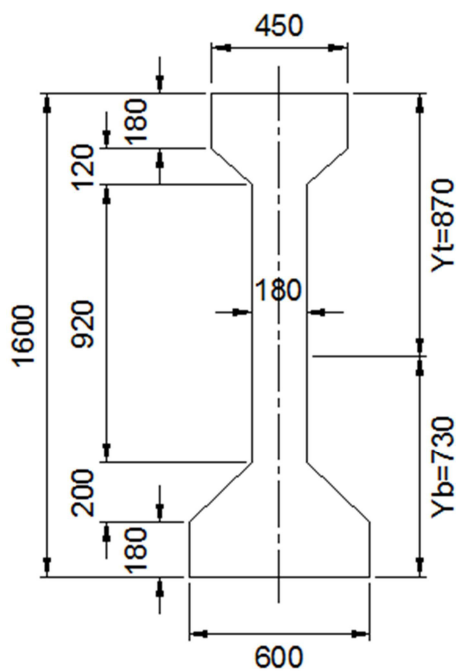


Figura 6.1 Sección transversal de viga postensada de hormigón.

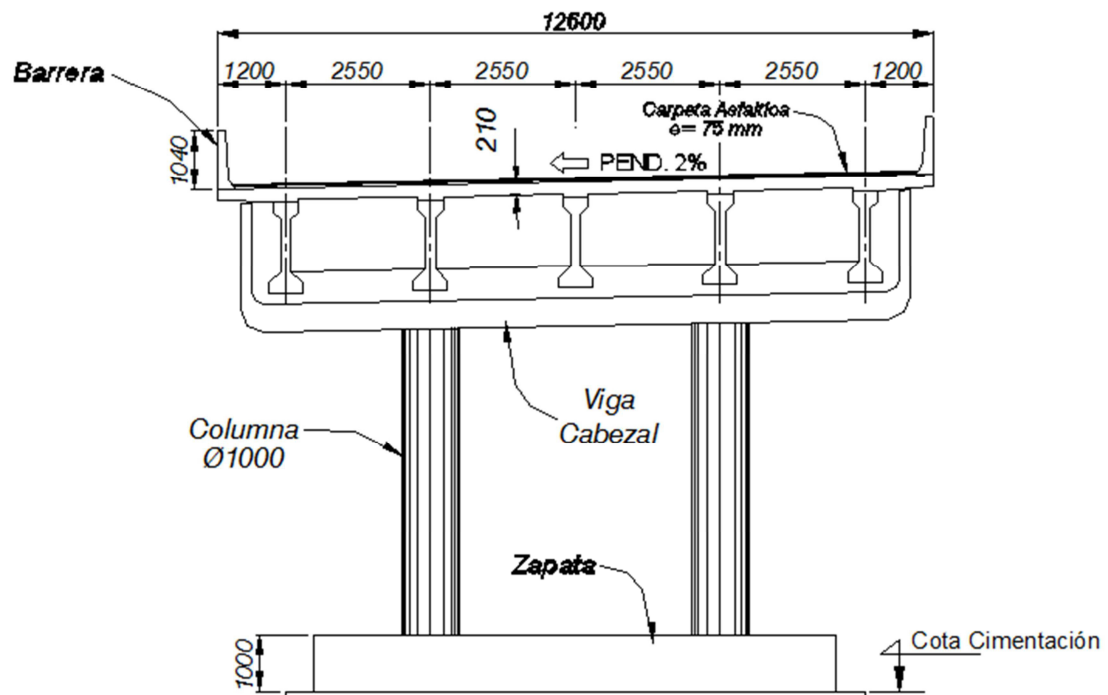


Figura 6.2 Sección transversal típica

6.1.2 SUBESTRUCTURA

La subestructura está compuesta por dos estribos y 11 pilas. Las zapatas de los estribos E-1 y E-2 tienen dimensiones de 12.60 m. de longitud x 4.30 m de ancho x 0.80 m. de altura.

Las pilas del paso elevado están compuestas por dos columnas de 1.00 m de diámetro con una separación entre ellas de 5.10 m. Los plintos de cada columna tienen dimensiones de 9.20 m. de longitud x 5.60 m. de ancho x 1.00

m. de altura. El plano **EST-2** presenta la geometría y el detallamiento estructural de los elementos que conforman la subestructura.

6.1.3 MATERIALES

Los materiales seleccionados para los diversos elementos estructurales son los siguientes:

Material	Resistencia
▪ Hormigón para losas, diafragmas, muros y pilas	$f'_c = 32 \text{ MPa}$
▪ Hormigón para vigas postensadas	$f'_c = 40 \text{ MPa}$
▪ Hormigón para replantillo	$f'_c = 15 \text{ MPa}$
▪ Acero de refuerzo en barras	$f_y = 420 \text{ MPa}$
▪ Acero de presfuerzo de alta resistencia	$f_y = 1890 \text{ MPa}$

6.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILAS DEL PUENTE

6.2.1 DISEÑO DEL ALA DE LA VIGA CABEZAL

A. CARGA MUERTA:

PESO DE LA SUPERESTRUCTURA (UN TRAMO DE 28.0 MTS)

1. VIGAS

$$Luz\ neta = 28.0 - 2 * 0.55 - 2 * 0.05 = 26.80\ mts$$

$$\text{Área} = 0.4704\ m^2$$

$$1.1\ Vol.\ viga = 0.4704 * 26.80 = 12.61\ m^3$$

Bloques extremos

$$\text{Área adicional: } 2 \left(\frac{0.92 + 1.16}{2} \right) * 0.135 = 0.2808\ m^2/ml$$

$$\text{Longitud de un bloque: } 1.60 + 0.30/2 = 1.75\ m$$

$$1.2\ Vol.\ adicional = 2(0.2808 * 1.75) = 0.98\ m^3\ (2\ extremos)$$

$$1.3\ Vol.\ Total = 12.61 + 0.98 = 13.59\ m^3/viga$$

$$Peso = (13.59\ m^3/viga) * (2.40\ Ton/m^3) = 32.62$$

$$\approx 33\ Ton/viga$$

$$W_{VIGA} = 33.0\ Ton/viga$$

$$1.4 \text{ Peso de 5 vigas} = 5 * 33.0 = 165.0 \text{ Ton}$$

$$\text{ADOPTAR} \rightarrow W_{5*VIGAS} = 165.0 \text{ Ton/viga}$$

2. DIAFRAGMAS

2.1 DIAFRAGMA CENTRAL (4 TRAMOS); $e = 0.20 \text{ m}$

$$(2.55 - 0.45) * (0.05 + 0.18 + 0.12 + 0.92 + 0.12) = 2.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Área adicional} = 0.28 \text{ m}^2$$

$$3.20 \text{ m}^2$$

$$\text{Vol.} = 4(3.20 * 0.20) = 2.56 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso} = (2.56 \text{ m}^3) * (2.40 \text{ Ton/m}^3) = 6.15 \text{ Ton}$$

2.2 DIAFRAGMAS EXTREMOS (2 u); $e = 0.30 \text{ m}$

$$(2.50 - 0.45) * (1.60 - 0.30 + 0.05) = 2.77 \text{ m}^2$$

$$\text{Vol.} = 4(2.77 * 0.30) = 3.32 \text{ m}^3 \text{ c/u}$$

$$\text{Peso} = (3.32 \text{ m}^3) * (2.40 \text{ Ton/m}^3) = 7.97 \text{ Ton c/u}$$

$$2 \text{ DIAFRAGMAS} = 2 * 7.97 = 15.94 \text{ Ton}$$

2.3 PESO DE TODOS LOS DIAFRAGMAS

- CENTRAL: 6.15 Ton
 - EXTREMOS: 15.94 Ton
- $$\underline{\hspace{10em}} \\ \mathbf{22.09\ Ton}$$

ADOPTAR $\rightarrow W_{DIAF.} = 22.0\ Ton$

3. LOSA

$Vol. = 12.60 * 0.21 * 28$	=	$74.09\ m^3$
$Dientes = 5(0.45 * 0.05 * 26.8)$	=	$3.02\ m^3$
		$77.11\ m^3$

$$PESO: W_{LOSA} = (77.11\ m^3) * (2.40\ Ton/m^3) = 185.05\ Ton$$

ADOPTAR $\rightarrow W_{LOSA} = 185.0\ Ton$

4. ASFALTO

$$W_{ASF.} = 12.0 * 28.0 * 0.075 * 2.2 = 55.44\ Ton$$

ADOPTAR $\rightarrow W_{ASF.} = 56.0\ Ton$

5. BARRERAS

$$W_{BAR.} = 2 * 0.48 * 28.0 = 26.88\ Ton$$

ADOPTAR $\rightarrow W_{BAR.} = 27.0\ Ton$

$$PESO\ TOTAL = 165 + 22 + 185 + 56 + 27 = 455\ Ton$$

PESO SUPEREST. = 455 TON

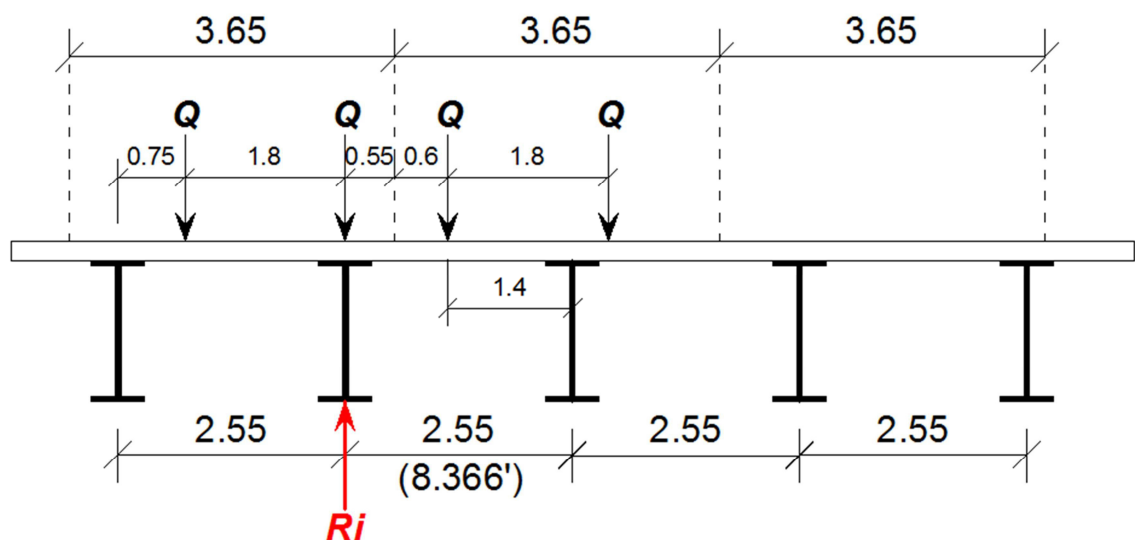
$$DC = 165 + 22 + 185 + 27 = 399 \approx 400 \text{ Tons}; DW = 56 \text{ Tons}$$

- Descarga muerta en cada extremo de viga:

$$\frac{DC}{2 \times 5} = \frac{400}{10} = 40.0 \text{ Ton c/ext.} \quad \frac{DW}{2 \times 5} = \frac{56}{10} = 5.6 \text{ Ton c/ext.}$$

B. CARGA VIVA

1. DESCARGA VIVA PARA VIGA INTERIOR



Aplicando la regla de la palanca (*lever rule*) para hallar la reacción interna:

$$R_i = (0.75Q + 2.55Q + 1.40Q)/2.55 = 1.843 Q$$

$$\frac{R_i}{Q} = 1.843 \text{ ruedas/viga}$$

Para el eje sobre el apoyo:

$$f_D = 1.843/2 = \mathbf{0.92 \text{ carriles/viga}}$$

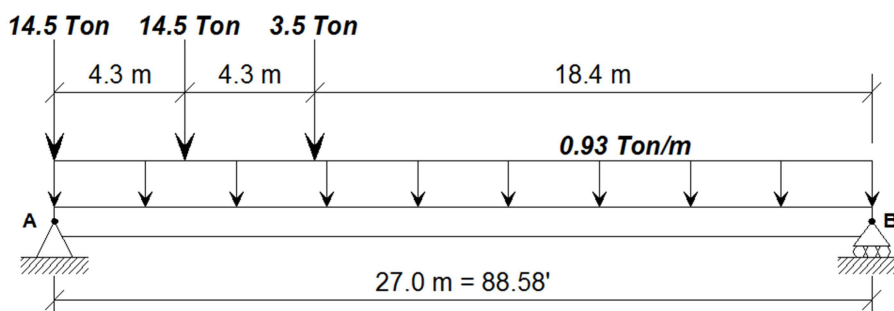
Para otras posiciones:

$$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2 = 0.2 + \frac{8.366}{12} - \left(\frac{8.366}{35}\right)^2 = \mathbf{0.84 \text{ carriles/viga}}$$

$$\therefore \mathbf{GOBIERNA} \rightarrow f_D = \mathbf{0.92 \text{ carriles/viga}}$$

Determinar carga viva por carril

➤ **Caso 1:** Carga de camión + carga de carril



- Carga de carril:

$$\left[\frac{0.93 \text{ Ton}}{\text{m}}\right] * \left[\frac{27 \text{ m}}{2}\right] = \mathbf{12.56 \text{ Ton}}$$

- Carga de camión:

$$14.5 + 14.5 \left[\frac{27 - 4.3}{27}\right] + 3.5 \left[\frac{27 - 8.6}{27}\right] = \mathbf{29.08 \text{ Ton}}$$

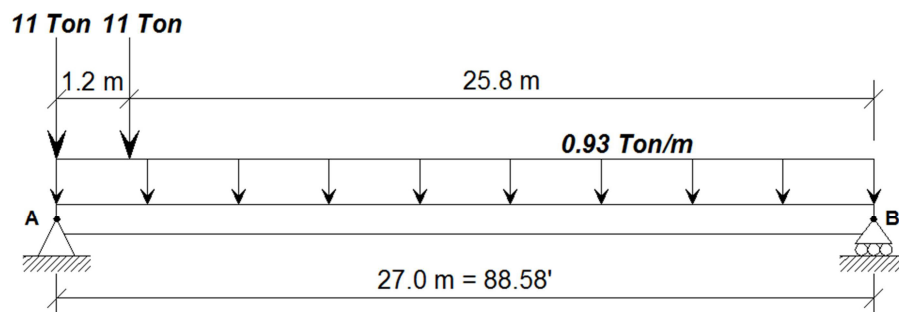
- Factor de impacto [A.3.6.2]: $\rightarrow f_I = 1.33$

- Reacción por carga viva:

$$R_A = 12.56 + 29.08(1.33) = 51.23 \text{ Tons}$$

$$R_A = 51.23 \text{ Tons/carril}$$

➤ **Caso 2:** Carga de tándem + carga de carril



- Carga de carril:

$$\left[\frac{0.93 \text{ Ton}}{m} \right] * \left[\frac{27m}{2} \right] = 12.56 \text{ Ton}$$

- Carga de camión:

$$11 + 11 \left[\frac{27 - 1.2}{27} \right] = 21.51 \text{ Ton}$$

- Factor de impacto [AASHTO LRFD Tabla 3.6.2.1-1]: $\rightarrow f_I = 1.33$

- Reacción por carga viva:

$$R_A = 12.56 + 21.51(1.33) = 41.17 \text{ Tons}$$

$$R_A = 41.17 \text{ Tons/carril}$$

Controla el caso 1, **carga de camión + carga de carril**, por lo tanto:

$$V_{L+I/carril} = 51.23 \text{ Tons/carril}$$

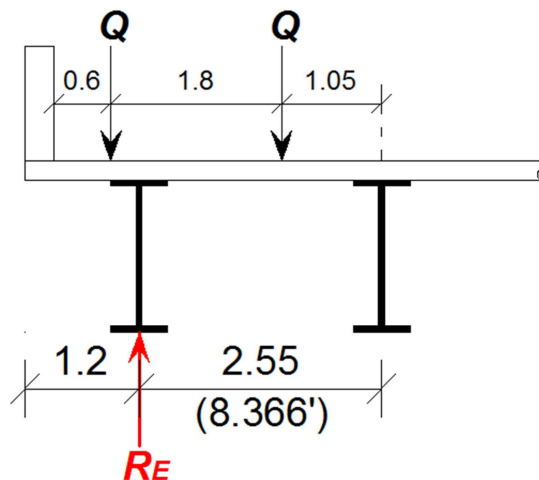
- Determinar descarga viva por viga

$$V_{L+I/viga} = V_{L+I,carril} * f_D$$

$$V_{L+I/viga} = \left[51.23 \frac{\text{Ton}}{\text{carril}} \right] \times \left[0.92 \frac{\text{carriles}}{\text{viga}} \right] = 47.13 \text{ Tons/viga}$$

$$V_{L+I/viga} = 47.13 \text{ Tons/viga}$$

2. DESCARGA VIVA PARA VIGA EXTERIOR



$$R_E = \frac{(2.85 + 1.05)Q}{2.55} = 1.529Q \quad \therefore \frac{R_E}{Q} = 1.529 \text{ ruedas/viga}$$

$$f_D = 1.529/2 = \mathbf{0.7645 \text{ carriles/viga}}$$

- Determinar descarga viva por viga

$$V_{L+I/viga} = V_{L+I/carril} * f_D$$

$$V_{L+I/viga} = 51.23 * 0.7645 = 39.17 \text{ Tons}$$

$$\mathbf{V_{L+I/viga} = 39.17 \text{ Tons}}$$

- **Tamaño aproximado de los aparatos de apoyos:**

$$DC = 40 \text{ Tons}; DW = 5.6 \text{ Tons}; L = \frac{47.13}{1.33} = \mathbf{35.44 \text{ Tons}}$$

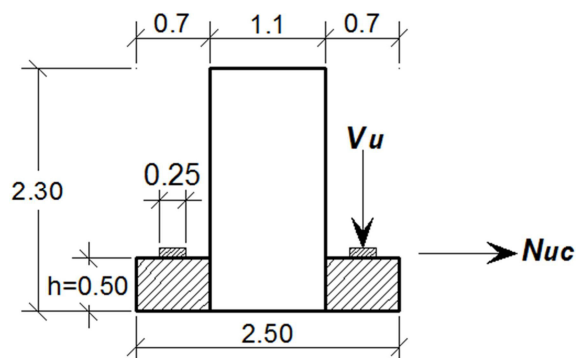
$$DC + DW + L = 40 + 5.6 + 35.44 = \mathbf{81.04 \text{ Tons}}$$

$$0.225 \times 0.300 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{81.04}{0.225 \times 0.300} = \mathbf{1200.6} < \sigma_{adm} = 1300 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \mathbf{OK.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{40}{0.225 \times 0.300} = \mathbf{592.6} > 200 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \mathbf{OK.}$$

- $h = 50 \text{ cm} \rightarrow d = 45 \text{ cm} = 17.72''$
 - $D = 40 \text{ Tons} = 88 \text{ kips}$
 - $L + I = 47.13 \text{ Tons} = 103.7 \text{ kips}$
- } **VIGA INTERIOR**



- **Peso de apoyo:** $0.50\text{m} \times 0.70\text{m} \times 2.40\text{Ton/m}^3 = \mathbf{0.84 \text{ Ton/m}}$

C. CARGAS DE DISEÑO

1. CORTANTE VERTICAL V_u

Considerando el **Estado Límite de Resistencia I** ya que es el más crítico:

$$V_u = 1.25DC + 1.50DW + 1.75(L + I)$$

VIGA INTERIOR

$$\begin{aligned} V_u &= 1.25[40 + (0.84 * 0.75)] + 1.50(5.6) + 1.75(47.13) \\ &= \mathbf{141.66 \text{ Tons}} \end{aligned}$$

VIGA EXTERIOR

$$V_u = 1.25[40 + (0.84 * 0.75)] + 1.50(5.6) + 1.75(39.17)$$

$$= 127.74 \text{ Tons}$$

2. CORTANTE HORIZONTAL N_{uc}

$$N_{uc} \geq 0.2V_u \quad \text{[AASHTO LRFD 5.13.2.4.1]}$$

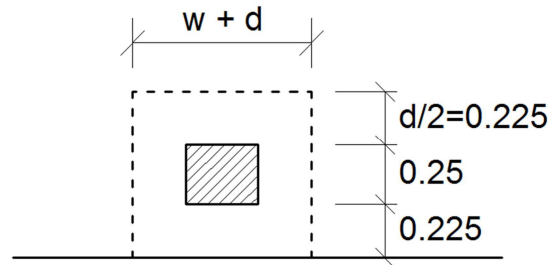
$$0.2V_u = \begin{cases} 0.20 * 141.66 = 28.33 \text{ Tons}; & V. \text{Interior} \\ 0.20 * 127.74 = 25.55 \text{ Tons}; & V. \text{Exterior} \end{cases}$$

3. RESUMEN

* Viga Interior	$V_u = 141.66 \text{ Tons}$	$N_{uc} = 28.33 \text{ Tons}$
<i>Viga Exterior</i>	$V_u = 127.74 \text{ Tons}$	$N_{uc} = 25.55 \text{ Tons}$

*** Condición más crítica**

D. CHEQUEO DE LA DIMENSIÓN DEL ALA



$$b_o = 0.75 + 2(0.225 + 0.25 + 0.225) = 2.15 \text{ m}$$

1. Cortante perimetral

$$V_u < \phi(1.06\sqrt{f'_c})b_o d$$

$$V_u < 0.85(1.06\sqrt{320}) * 215 * 45 = 155937.6 \text{ kg} = 155.94 \text{ Tons}$$

$$V_u < 155.94 \text{ Tons}$$

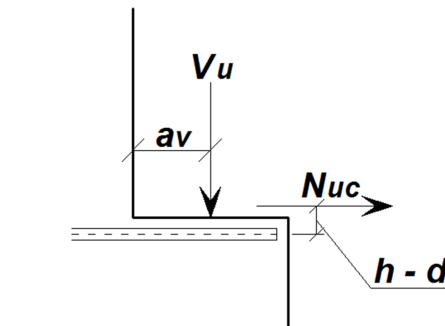
$$141.66 \text{ Tons} < 155.94 \text{ Tons} \rightarrow \mathbf{OK.}$$

2. Cálculo de a_v

$$a_v = 0.225 + 0.25/2 = 0.35 \text{ m}$$

$$a_v/d = 0.35/0.45 = 0.78 < 1.0 \rightarrow \mathbf{OK.}$$

E. CÁLCULO DE A_s



A_s debe resistir simult. $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Corte } V_u \\ - \text{Momento } V_u * a_v + N_{uc} * (h - d) \\ - \text{Tensión } N_{uc} \end{array} \right.$

1. Refuerzo para cortante por fricción - A_{vf}

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{141.66}{0.85} = 166.66 \text{ Tons}$$

$$V_n \leq 0.2f'_c * A_{cv} = 0.2 * 320 * 75 * 45/1000 = 216 \text{ Tons} \rightarrow \mathbf{OK.}$$

$$V_n \leq 56 * 75 * 45/1000 = 189 \text{ Tons} \rightarrow \mathbf{OK.}$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y * u} = \frac{166660}{4200 * 1.4} = \mathbf{28.34 \text{ cm}^2}$$

2. Refuerzo por flexión - A_f

$$M_u = V_u * a_v + N_{uc} * (h - d) \quad [\text{AASHTO LRFD Ec. 5.13.2.4.1-1}]$$

$$M_u = (141.66 * 0.35) + 28.33 * (0.50 - 0.45) = 50.99 \approx \mathbf{51 \text{ Ton} \cdot m}$$

$$\mathbf{A_f = 33.0 \text{ cm}^2}$$

$$M_R = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{33 \times 4200}{0.85 \times 320 \times 75} = \mathbf{6.80 \text{ cm}}$$

$$M_R = 0.9(33)(4200) \left[45 - \frac{6.80}{2} \right] * 10^{-5} = 51.89 \approx 51 \text{ Ton} \cdot m$$

3. Refuerzo de tensión directo

$$N_{uc} \leq \phi A_n f_y \quad [\text{AASHTO LRFD Ec. 5.13.2.4.2-7}]$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{0.85 f_y} = \frac{28330}{0.85 * 4200} = \mathbf{7.94 \text{ cm}^2}$$

4. Cálculo de A_s

$$A_s \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = \frac{2}{3} (28.34) + 7.94 = \mathbf{26.83 \text{ cm}^2} \\ A_f + A_n = 33 + 7.94 = \mathbf{40.94 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{CONTROLA} \\ A_{s,min} = 0.04 \frac{f'_c}{f_y} b d = 0.04 * \frac{320}{4200} * 75 * 45 \\ = \mathbf{10.29 \text{ cm}^2} \\ \therefore \mathbf{A_s = 40.94 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

- Usar **9 ϕ 25** bajo el área de apoyo de cada viga ($b = 75 \text{ cm}$)
- Usar **1/2 A_s** en la zona media (entre vigas \rightarrow **9 ϕ 18**)

F. CÁLCULO DE A_h

$A_h =$	Área total de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo principal de tracción en una ménsula o cartela.
---------	---

$$A_h \geq 0.5(A_s - A_n) \quad [\text{ACI-318-08, reglamento 11.8.4}]$$

$$A_h = 0.5(40.94 - 7.94) = 16.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Usar } \phi 16$$

$$\text{En zona media, adoptar: } A_h = 0.5 * 16.50 = 8.25 \text{ cm}^2$$

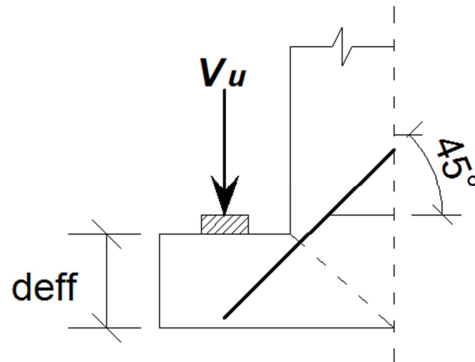
Usar 3 capas de **4 ϕ 14** c/u (Total: 18.47 cm^2)

G. CÁLCULO DE REFUERZO DE DISTRIBUCIÓN A_s'

$$A_s' = 0.0020 \times 70 \times 45 = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } \mathbf{3\phi 18} = 7.7 \text{ cm}^2$$

H. CÁLCULO DE REFUERZO POR TENSIÓN DIAGONAL



$$d_{eff} = 50\text{cm}; \text{ adoptar } d_{eff} = 45\text{cm}$$

$$V_c = 0.53 \left[1 + \frac{N_u}{35A_g} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_{eff}$$

$$* N_u = -V_u = -127740 \text{ kg}$$

$$A_g = 75 \times 45 = 3375 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 0.53 \left[1 - \frac{127740}{35 \times 3375} \right] \sqrt{320}(75)(45) < 0$$

$$\therefore V_c = 0$$

$$V_{S,REQ.} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{127740}{0.85} = 150282.4 \text{ kg}$$

* **Nota:** Este refuerzo no es necesario en el sector de las vigas en correspondencia de las columnas.

ADOPTAR:

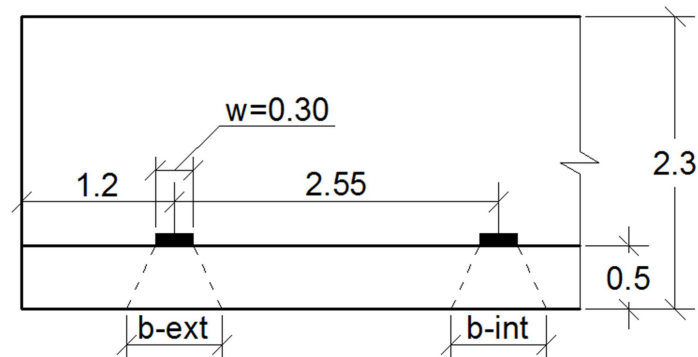
- *ESTRIBOS*: $A_{s1} = 8\phi 14 = 12.32 \text{ cm}^2 \text{ c}/10 \text{ cm}$
- *DIAGONALES*: $A_{s2} = 5\phi 22 = 19.00 \text{ cm}^2 (\alpha = 45^\circ)$

$$A_{TOTAL} = A_{s1} + A_{s2}(\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$A_{TOTAL} = 12.32 + 19(1.41) = 39.11 \text{ cm}^2$$

$$V_{S,prop.} = A_{TOTAL} * f_y$$

$$V_{S,prop.} = 39.11 * 4200 = \mathbf{164262 \text{ kg}} > 150282.4 \text{ kg} \rightarrow \mathbf{OK.}$$



$$d = h - 5 = 50 - 5 = 45 \text{ cm} = 17.71''$$

$$x \leq d/2$$

$$b_{int} = w + d = 30 + 45 = 75 \text{ cm} = 29.53''$$

$$b_{ext} = w + \frac{d}{2} + x = 30 + \frac{45}{2} + \frac{45}{2} = 75 \text{ cm} = 29.53''$$

6.2.2 DISEÑO DE VIGA CABEZAL

I. MOMENTO NEGATIVO >>> *Flexural Reinforcement for Negative Bending*

- CARGA MUERTA

Área de sección transversal de viga cabezal:

$$A_1 = (1.10 \times 2.30) = 2.53 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (1.40 \times 0.50) = 0.70 \text{ m}^2$$

$$A_T = [A_1 + A_2] = 3.23 \text{ m}^2$$

Peso específico del hormigón: $\gamma_c = 2.40 \text{ Ton/m}^3$

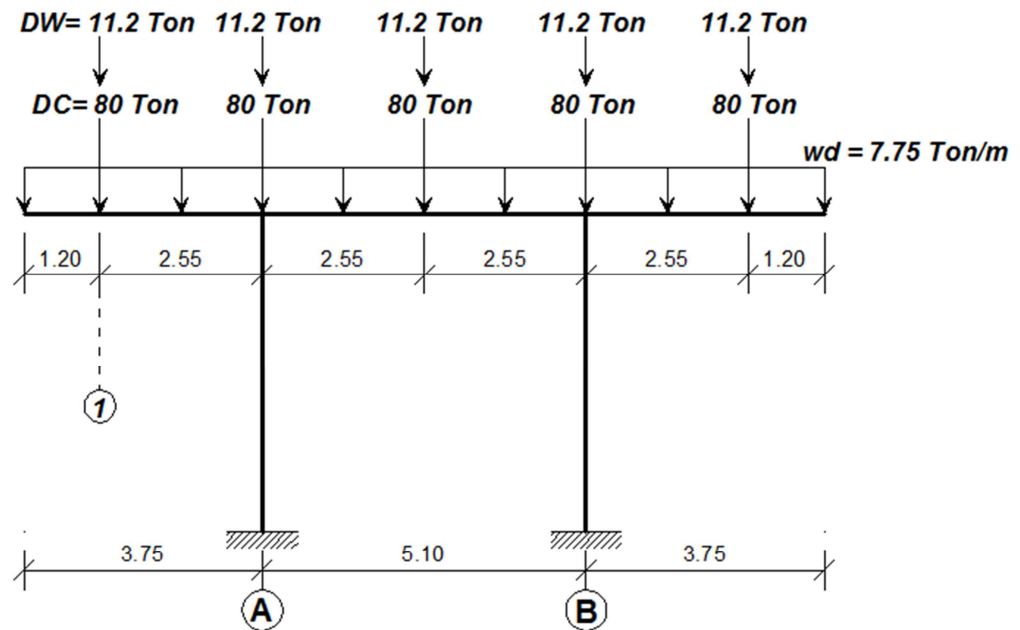
Peso propio de viga cabezal:

$$w_D = A_T * \gamma_c = (3.23)(2.40) = 7.75 \text{ Ton/m}$$

Descarga muerta de la superestructura:

$$DC = 2 * 40.0 = 80 \text{ Tons}$$

$$DW = 2 * 5.6 = 11.2 \text{ Tons}$$

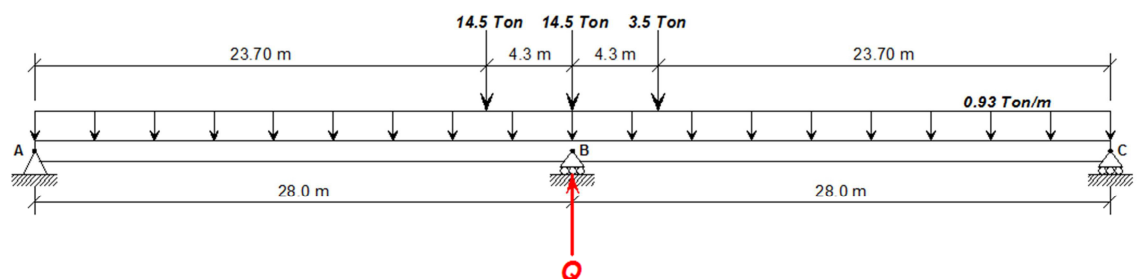


- **CARGA VIVA**

CAMIÓN HL – 93 [AASHTO LRFD 3.6.1.2]

Análisis longitudinal

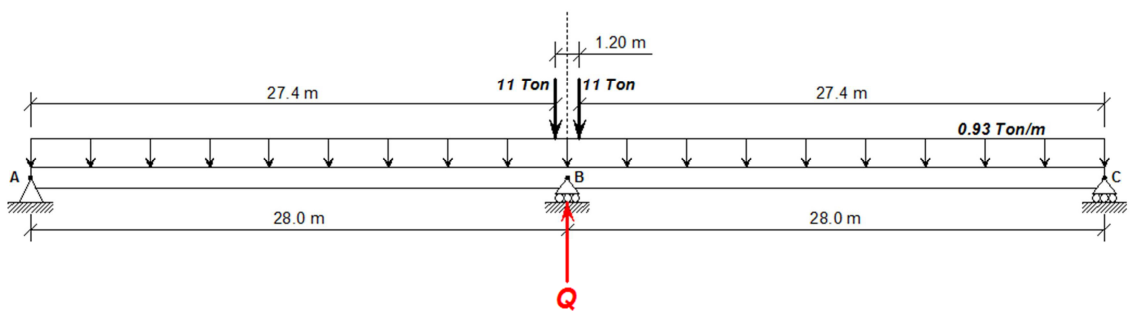
a) Camión + carga de carril



$$Q = 14.5 + \left(14.5 * \frac{23.70}{28}\right) + \left(3.5 * \frac{23.70}{28}\right) + (0.93 * 28) = 55.78 \text{ Tons}$$

$$Q = 55.78 \text{ Tons}$$

b) Tándem + carga de carril



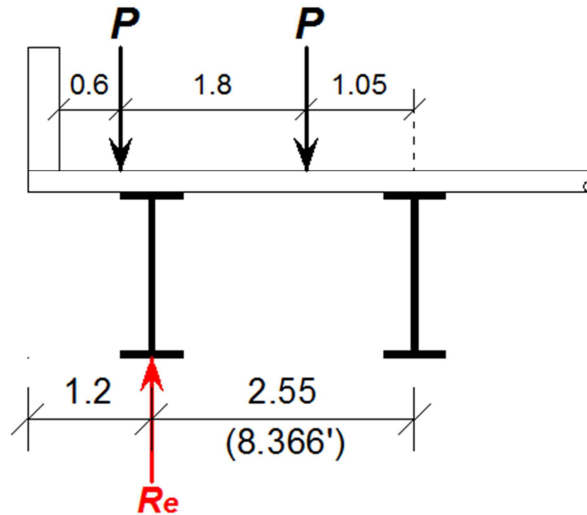
$$Q = \left(11 * \frac{27.4}{28}\right) + \left(11 * \frac{27.4}{28}\right) + (0.93 * 28) = 47.57 \text{ Tons}$$

$$Q = 47.57 \text{ Tons}$$

∴ CONTROLA → Q = 55.78 Tons

Análisis transversal

- Factor de distribución



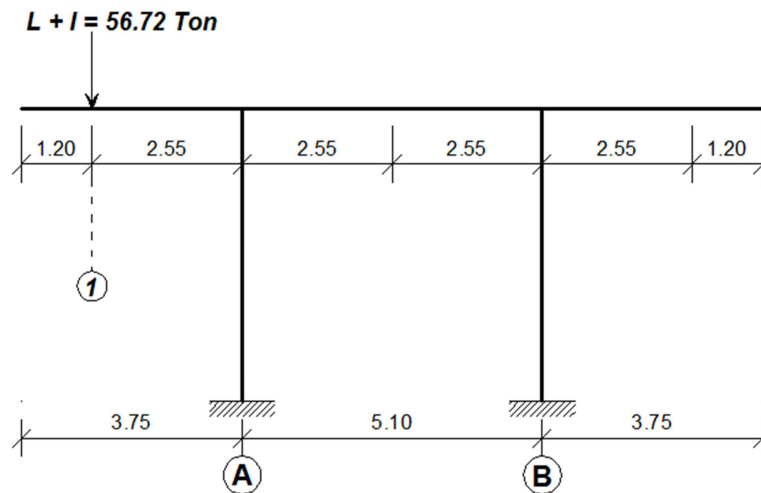
$$R_e(2.55) = P(1.05) + P(2.85) \rightarrow R_e = 1.529P$$

$$f_D = \frac{R_e}{P} = 1.529 \text{ ruedas/viga}$$

- Factor de impacto [A3.6.2]: $\rightarrow f_I = 1.33$

- Carga viva + impacto

$$L + I = \frac{Q}{2} * f_D * f_I = \frac{55.78}{2} * 1.529 * 1.33 = 56.72 \text{ Tons}$$



ANÁLISIS POR FLEXIÓN

Aplicando $\phi M_n = M_u$ y considerando el **ELR(I)** ya que es el más crítico:

$$M_u \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95$$

$\eta_D = 1.0$ para puentes convencionales

$\eta_R = 1.0$ para niveles convencionales de redundancia

$\eta_I = 1.0$ para puentes típicos

$$\eta_i = 1 \times 1 \times 1 = 1 > 0.95 \rightarrow \mathbf{OK.}$$

$$M_u \geq 1.0 * \sum \gamma_i Q_i$$

- Momento en CL viga exterior (punto 1)

$$M_{DC} = [(7.75) * (1.20)^2]/2 = 5.58 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{DW} = 0$$

$$M_{L+I} = 0$$

$$M_U = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{L+I} = 1.25(5.58) = \mathbf{6.98 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

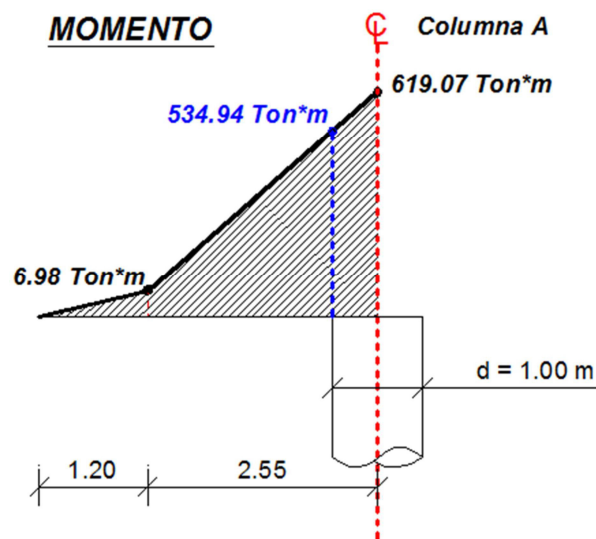
- Momento en CL columna A

$$M_{DC} = \frac{(7.75) * (3.75)^2}{2} + 80(2.55) = 258.49 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{DW} = 11.2 * 2.55 = 28.56 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{L+I} = 56.72 * 2.55 = 144.64 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_U = 1.25(258.49) + 1.50(28.56) + 1.75(144.64) = \mathbf{619.07 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$



ANÁLISIS POR CORTANTE**- Cortante en CL viga exterior (punto 1)**

$$V_{DC} = 7.75 * 1.20 = 9.30 \text{ Ton} \quad (\text{IZQ.})$$

$$V_{DW} = 0 \quad (\text{IZQ.})$$

$$V_{L+I} = 0 \quad (\text{IZQ.})$$

$$V_U = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{L+I} = 1.25(9.30) = \mathbf{11.63 \text{ Ton}} \quad (\text{IZQ.})$$

$$V_{DC} = 9.30 + 80 = 89.3 \text{ Ton} \quad (\text{DER.})$$

$$V_{DW} = 11.2 \text{ Ton} \quad (\text{DER.})$$

$$V_{L+I} = 56.72 \text{ Ton} \quad (\text{DER.})$$

$$V_U = 1.25(89.3) + 1.50(11.2) + 1.75(56.72) = \mathbf{227.70 \text{ Ton}} \quad (\text{DER.})$$

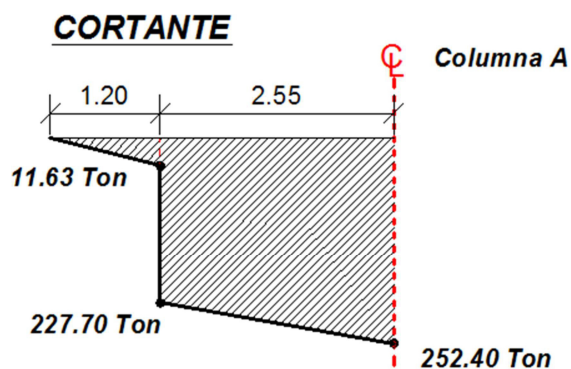
- Cortante en CL columna A

$$V_{DC} = (7.75 * 3.75) + 80 = 109.06 \text{ Ton}$$

$$V_{DW} = 11.2 \text{ Ton}$$

$$V_{L+I} = 56.72 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1.25(109.06) + 1.50(11.2) + 1.75(56.72) = \mathbf{252.40 \text{ Ton}}$$

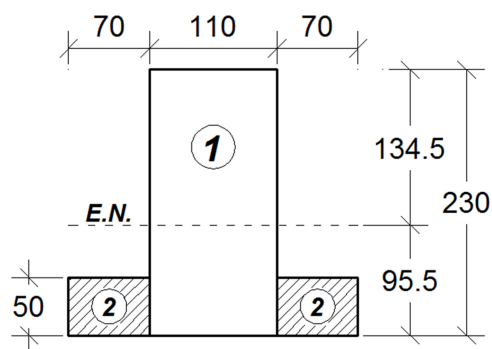


- Momento de diseño

$$M_u = 619.07 - \frac{V_u * a}{3} = 619.07 - \frac{252.40 * 1.0}{3} = 534.94 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 534.94 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de la inercia de la sección transversal de la viga cabezal



Elemento	Dimensiones	A (cm ²)	y (cm)	Ay ² (cm ⁴)	\bar{I} (cm ⁴)
①	110 x 230	25300	19.5	9'620325	111'530833.3
②	70 x 50 x 2	7000	70.5	34'791750	1'458333.3
Σ		31750		44'412075	112'989166.6

$$y_t = 134.5 \text{ cm}$$

$$y_b = 95.5 \text{ cm}$$

$$I_{EN} = \Sigma \bar{I} + \Sigma Ay^2$$

$$\Sigma \bar{I} = \left[\frac{110 \times 230^3}{12} \right] + \left[\frac{70 \times 50^3}{12} \right] * 2$$

$$\Sigma \bar{I} = 111'530833.3 + 1'458333.3 = \mathbf{112'989166.6 \text{ cm}^4}$$

$$\Sigma Ay^2 = \left[(110 \times 230) * \left(\frac{230}{2} - 95.5 \right)^2 \right] + \left[2(70 \times 50) * \left(95.5 - \frac{50}{2} \right)^2 \right]$$

$$\Sigma Ay^2 = 9'620325 + 34'791750 = \mathbf{44'412075 \text{ cm}^4}$$

$$I_{EN} = 112'989166.6 + 44'412075 = 157'401241.6 \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{I_{EN} = 157'401241.6 \text{ cm}^4}$$

$$S_t = \frac{I_o}{y_t} = \frac{157'401241.6 \text{ cm}^4}{134.5 \text{ cm}} = \mathbf{1'170269.45 \text{ cm}^3}$$

$$S_b = \frac{I_o}{y_b} = \frac{157'401241.6 \text{ cm}^4}{95.5 \text{ cm}} = \mathbf{1'648180.54 \text{ cm}^3}$$

- **Momento de Rotura**

$$f'_c = 32 \text{ MP}_a = 4.55 \text{ ksi}$$

- **Módulo de rotura [AASHTO LRFD A5.4.2.6]**

$$f_R(\text{ksi}) = 0.24\sqrt{f'_c} = 0.24\sqrt{4.55} = 0.51 \text{ ksi} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = S_t * f_r \quad [\text{AASHTO LRFD Eq. 5.7.3.3.2-1}]$$

$$M_{cr} = 1'170269.45 * 36 * 10^{-5} = 421.3 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} = 421.3 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

- **ACERO MÍNIMO [AASHTO LRFD A5.7.3.3.2]**

$M_f =$ mínimo de:

$$1.2M_{cr} = 1.2(421.3) = 505.56 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$1.33M_u = 1.33(534.94) = 711.47 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$\therefore M_R$ debe ser mayor que $M_f = 505.56 \text{ Ton} \cdot \text{m}$

- **ACERO REQUERIDO $A_{S,REQ}$**

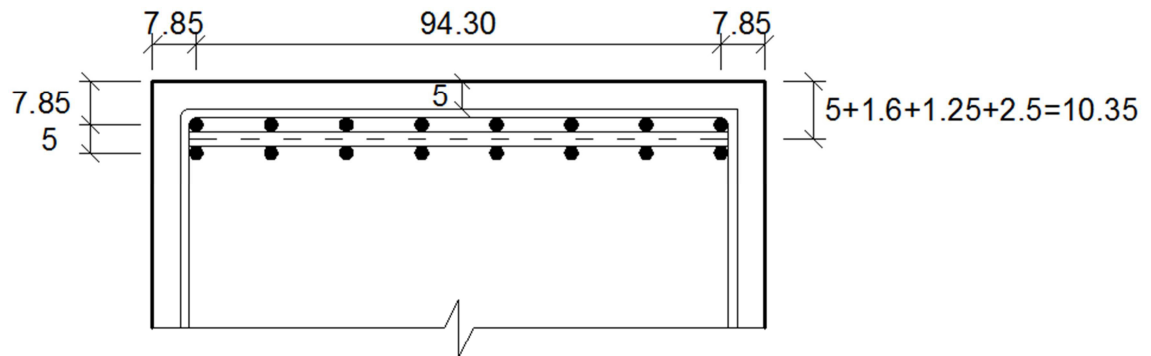
$$b = 250 \text{ cm}; H = 230 \text{ cm}; d = 230 - 11 = 219 \text{ cm}$$

$$j = 0.92; \phi = 0.90; f_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$$

$$A_{S,REQ} = \frac{M_u}{\phi j d f_y} = \frac{534.94 \times 100}{(0.90)(0.92)(219)(4.2)} = 70.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,REQ} = 70.24 \text{ cm}^2$$

\therefore ADOPTAR $\rightarrow A_s = 18\phi 25$ en 2 capas = 88.35 cm²



$$d = 230 - 10.35 = 219.65 \approx 219 \text{ cm} \rightarrow \text{OK.}$$

- Resistencia nominal a la flexión

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{88.35 \times 4200}{0.85 \times 320 \times 250} = 5.46 \text{ cm}$$

$$M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$M_n = (88.35)(4200)(219 - 2.73) \times 10^{-5} = 802.51 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\mathbf{M_n = 802.51 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

- Resistencia factorada a la flexión

$$M_R = \phi M_n$$

$$M_R = 0.9(802.51) = 722.26 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\mathbf{M_R = 722.26 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

$$M_f = 505.56 \text{ Ton} \cdot \text{m} < M_R \rightarrow \text{OK.}$$

$$M_u = 534.94 \text{ Ton} \cdot \text{m} < M_R \rightarrow \text{OK.}$$

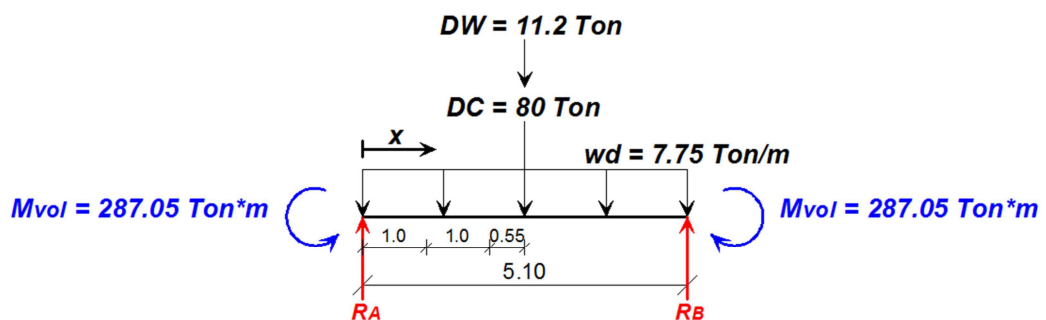
II. MOMENTO POSITIVO >>> *Flexural Reinforcement for Positive Bending*

Como medida conservadora se analizará el cabezal como simplemente apoyado sobre las columnas.

a) Momento por carga muerta

$$M_{vol} = \left(7.75 \times \frac{3.75^2}{2} \right) + 80(2.55) + 11.2(2.55) = 287.05 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{vol} = 287.05 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$



$$R_A = \frac{7.75 \times 5.10}{2} + \frac{80}{2} + \frac{11.2}{2} = 65.36 \text{ Tons}$$

$$M(x) = -287.05 + 65.36x - (7.75x^2)/2$$

$$M(1.0) = -225.57 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M(2.0) = -171.83 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M(2.55) = -145.58 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

b) Momento por carga viva

- Factor de distribución para viga central [AASHTO LRFD *Tabla 4.6.2.2.3a-1*]

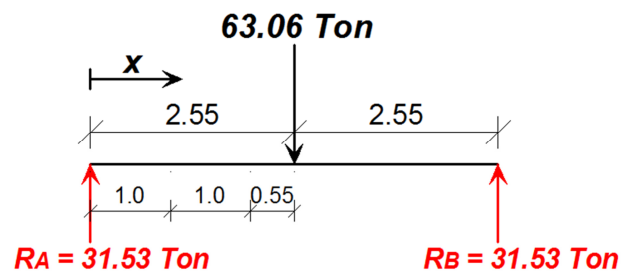
$$f_D = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$f_D = 0.2 + \frac{2550}{3600} - \left(\frac{2550}{10700}\right)^2 = \mathbf{0.85 \text{ carriles/viga}}$$

- Descarga viva en viga central

$$V_{L+I} = Q * f_D * f_I = 55.78 * 0.85 * 1.33 = 63.06 \text{ Tons}$$

$$\mathbf{V_{L+I} = 63.06 \text{ Tons}}$$



$$M(x) = 31.53x$$

$$M(1.0) = + 31.53 \text{ Ton} \cdot m$$

$$M(2.0) = + 63.06 \text{ Ton} \cdot m$$

$$M(2.55) = + 80.40 \text{ Ton} \cdot m$$

c) **Momentos factorados**

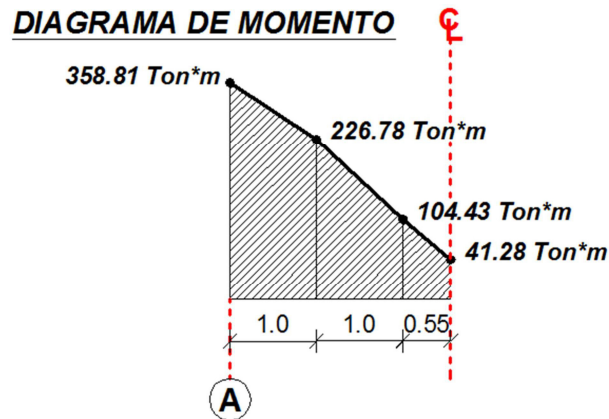
Considerando **ELR (1)**: $M_u = 1.0[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{L+I}]$

$$M_u(0.0) = 1.25(-287.05) = -358.81 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u(1.0) = 1.25(-225.57) + 1.75(31.53) = -226.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u(2.0) = 1.25(-171.83) + 1.75(63.06) = -104.43 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u(2.55) = 1.25(-145.58) + 1.75(80.40) = -41.28 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

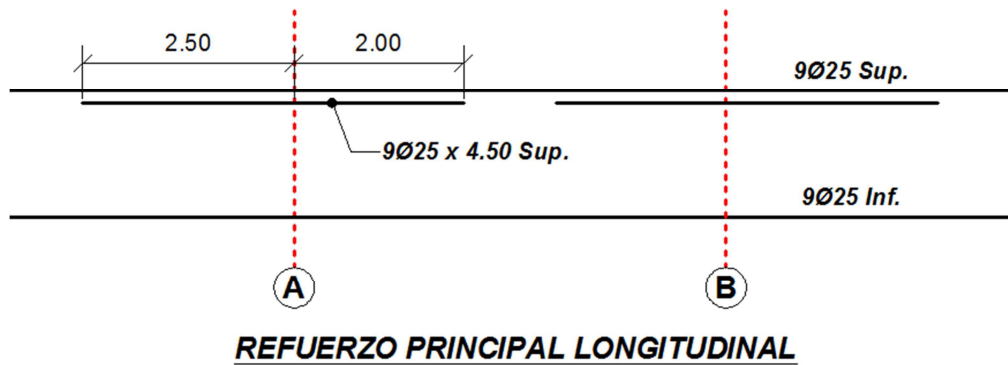


Para $M_u = -226.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}$,

$$A_{S,REQ.} = \frac{M_u}{\phi j d f_y} = \frac{226.78 \times 100}{(0.9)(0.92)(219)(4.2)} = 29.78 \text{ cm}^2$$

$$1.33A_{S,REQ.} = 39.61 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{USAR } 9\phi 25 = 44.18 \text{ cm}^2$$



d) Cortante entre columnas A y B

- **Carga Muerta**

$$V_D(x) = 65.36 - 7.75x$$

$$V_D(0.0) = 65.36 \text{ Ton}$$

$$V_D(1.0) = 57.61 \text{ Ton}$$

$$V_D(2.0) = 49.86 \text{ Ton}$$

$$V_D(2.55) = 45.60 \text{ Ton}$$

- **Carga Viva**

$$V_{L+I} = 31.53 \text{ Ton}$$

- **Cortante factorado (ELR 1)**

$$V_u = 1.25V_D + 1.75V_{L+I}$$

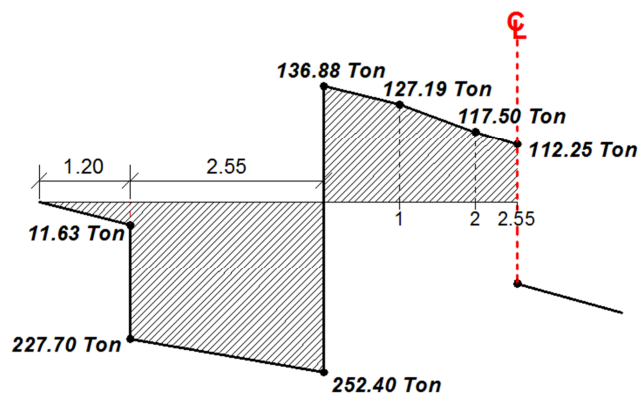
$$V_u = 1.25(65.36) + 1.75(31.53) = \mathbf{136.88 \text{ Tons}}$$

$$V_u = 1.25(57.61) + 1.75(31.53) = \mathbf{127.19 \text{ Tons}}$$

$$V_u = 1.25(49.86) + 1.75(31.53) = \mathbf{117.50 \text{ Tons}}$$

$$V_u = 1.25(45.66) + 1.75(31.53) = \mathbf{112.25 \text{ Tons}}$$

- **Diagrama envolvente del cortante**



e) **Cortante resistido por el concreto**

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_w d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{320}(110)(219)/1000 = \mathbf{228.4 \text{ Ton}}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 228.4 = \mathbf{194.14 \text{ Ton}}$$

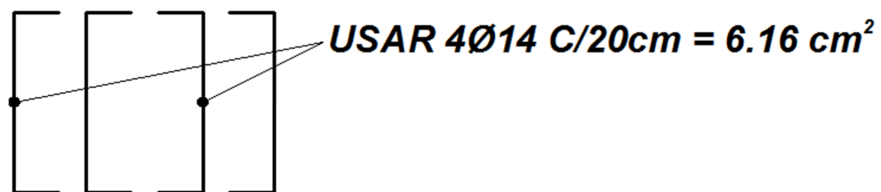
$$V_u > 1/2\phi V_c = 1/2(194.14) = 97.07 \text{ Ton}$$

$$252.40 \text{ Ton} > 97.07 \text{ Ton} \rightarrow \mathbf{OK.}$$

f) Acero mínimo por corte [AASHTO LRFD 5.8.2.5]

$$A_v \geq 0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v \cdot S}{f_y} \quad \begin{array}{ll} \text{Si } S = 200 \text{ mm} & f'_c = 32 \text{ MPa} \\ b_v = 1100 \text{ mm} & f_y = 420 \text{ MPa} \end{array}$$

$$A_v \geq 0.083\sqrt{32} \frac{1100 \cdot 200}{420} = 245.94 \text{ mm}^2 = \mathbf{2.46 \text{ cm}^2}$$



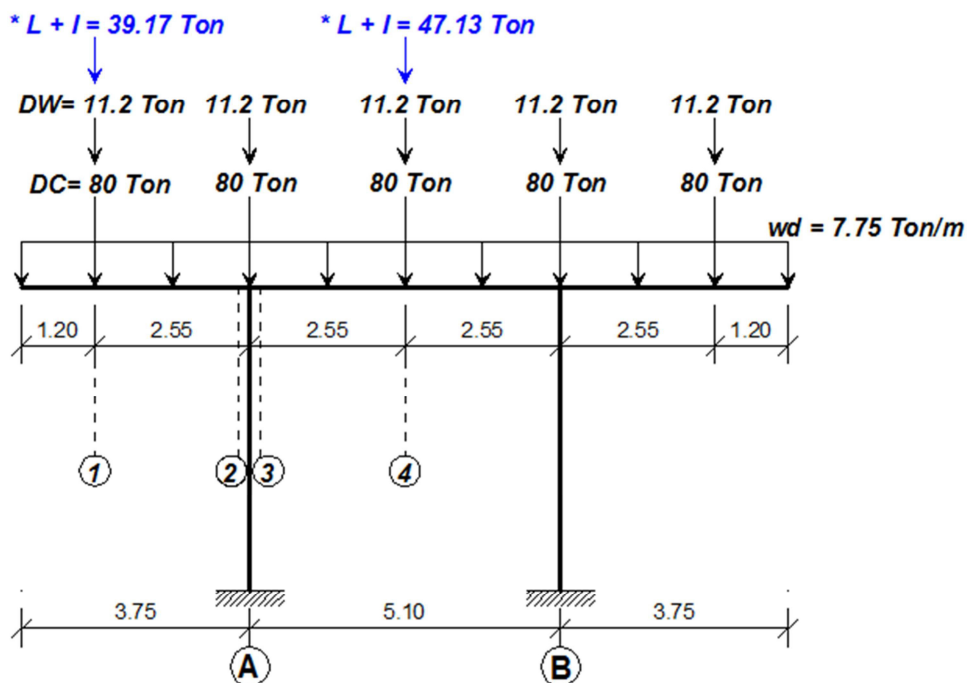
g) Refuerzo en caras laterales

$$10\% \text{ de } 18\phi 25 = 0.10(88.36 \text{ cm}^2) = \mathbf{8.84 \text{ cm}^2} \text{ (min.)}$$

Disponer: 10Ø14 en c/cara

III. CHEQUEO AL CORTE Y TORSIÓN

- Peso propio: $w_D = 7.75 \text{ Ton/m}$
- Descarga de la superestructura: $DC = 80 \text{ Ton}$; $DW = 11.2 \text{ Ton}$
- Descarga viva + impacto
 - a) Viga Interior: $V_{L+I,max} = 47.13 \text{ Ton}$
 - b) Viga Exterior: $V_{L+I,max} = 39.17 \text{ Ton}$
- Momento Torsor
 - a) $T = 47.13 * [0.55 + 0.35]/2 = 21.20 \text{ Ton} \cdot \text{m}$
 - b) $T = 39.17 * [0.55 + 0.35] = 35.25 \text{ Ton} \cdot \text{m}$



* Estas descargas no actúan simultáneamente.

- **Sección ①**

$$V_{DC} = (7.75 * 1.20) + 80 = 89.3 \text{ Ton}$$

$$V_{DW} = 11.2 \text{ Ton}$$

$$V_{L+I} = 39.17 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{L+I} \quad (\text{ELR 1})$$

$$V_{u1} = 1.25(89.3) + 1.50(11.2) + 1.75(39.17) = \mathbf{196.97 \text{ Tons}}$$

$$T_{u1} = 1.75(35.25) = \mathbf{61.7 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

- ****Sección ②**

$$V_{DC} = 7.75(1.20 + 2.55) + 80 = 109.06 \text{ Ton}$$

$$V_{DW} = 11.2 \text{ Ton}$$

$$V_{L+I} = 39.17 \text{ Ton}$$

$$V_{u2} = 1.25(109.06) + 1.50(11.2) + 1.75(39.17) = \mathbf{221.67 \text{ Tons}}$$

$$T_{u2} = T_{u1} = \mathbf{61.7 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

- **Sección ③**

$$V_{DC} = 7.75(2.55) + 80/2 = 59.76 \text{ Ton}$$

$$V_{DW} = 11.2/2 = 5.6 \text{ Ton}$$

$$V_{L+I} = 47.13/2 = 23.56 \text{ Ton}$$

$$V_{u3} = 1.25(59.76) + 1.50(5.6) + 1.75(23.56) = \mathbf{124.33 Tons}$$

$$T_{u3} = 1.75(21.20) = \mathbf{37.1 Ton \cdot m}$$

- **Sección ④**

$$V_{DC} = 80 Ton$$

$$V_{DW} = 11.2 Ton$$

$$V_{L+I} = 47.13$$

$$V_{u4} = 1.25(80) + 1.50(11.2) + 1.75(47.13) = \mathbf{199.28 Tons}$$

$$T_{u4} = T_{u3} = \mathbf{37.1 Ton \cdot m}$$

** **SECCIÓN CRÍTICA A CORTE Y TORSIÓN ES LA SECCIÓN ②**

$$\mathbf{V_u = 221.67 Tons}$$

$$\mathbf{T_u = 61.7 Ton \cdot m}$$

- Cortante en la cara de la columna:

$$V_u = 221.67 - 1.3(7.75 \times 0.50) = \mathbf{216.63 Ton}$$

$$v_{tu} = \frac{3T_u}{\phi \sum x^2 y}$$

$$\sum x^2 y \approx 110^2 \times 230 = 2'783000 \text{ cm}^3$$

(Se desprecia la contribución de los rebordes)

$$v_{tu} = \frac{3(61.7 \times 10^5)}{0.85 * 2'783000} = 7.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{221670}{0.85 * 110 * 219} = 10.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_{tu}}{v_u} = \frac{7.82}{10.83} = 0.72$$

$$v_{tu} \leq \frac{3.18\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + (1.2v_u/v_{tu})^2}} = \frac{3.18\sqrt{320}}{\sqrt{1 + (1.2/0.72)^2}} = 29.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$7.82 < 29.3 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{OK.}$$

$$v_c = \frac{0.53\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + (v_{tu}/1.2v_u)^2}} = \frac{0.53\sqrt{320}}{\sqrt{1 + (0.72/1.2)^2}} = 8.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{tc} = \frac{0.63\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + (1.2v_u/v_{tu})^2}} = \frac{0.63\sqrt{320}}{\sqrt{1 + (1.2/0.72)^2}} = 5.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{(v_{tu} - v_{tc})\Sigma x^2 y}{3\alpha_t x_1 y_1 f_y} e$$

$$v_{tu} - v_{tc} = 7.82 - 5.80 = 2.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma x^2 y = 2'783000 \text{ cm}^3$$

$$x_1 = 110 - 2(5 + 0.8) = 98.4 \approx \mathbf{98 \text{ cm}}$$

$$y_1 = 230 - 2(5 + 0.8) = 218.4 \approx \mathbf{218 \text{ cm}}$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33(y_1/x_1) \leq 1.50$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33(218/98) = 1.39 \leq 1.50 \rightarrow \mathbf{OK.}$$

$$\therefore \alpha_t = \mathbf{1.39}$$

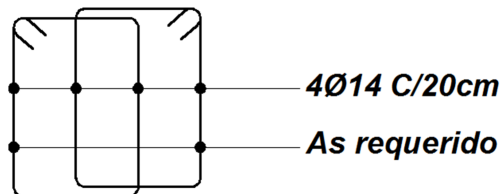
$$A_t = \frac{(2.02)(2783000)}{3(1.39)(98)(218)(4200)} e = 0.015e$$

$$\text{Si } e = 20 \rightarrow \mathbf{A_t = 0.3 \text{ cm}^2}$$

$$A_v = \frac{(v_u - v_c) \cdot b}{f_y} e$$

$$A_v = \frac{(10.83 - 8.13) \cdot 110}{4200} e = 0.071e$$

$$\text{Si } e = 20 \rightarrow \mathbf{A_v = 1.42 \text{ cm}^2}$$



$$A_{v,min} = \frac{3.50b_w e}{f_y} = \frac{3.50 * 110 * 20}{4200} = 1.83 \text{ cm}^2 > 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_v = 1.83 \text{ cm}^2$$

Asumir:

$$A_v = 2\phi 14 = 3.08 \text{ cm}^2 > 1.83 \text{ cm}^2, (\text{Barras Interiores})$$

$$A_t = 1\phi 14 = 1.54 \text{ cm}^2 > 0.3 \text{ cm}^2, (\text{Barras Exteriores})$$

$$A_s \text{ especificado} = 2\phi 14 = 2 * 1.54 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Conclusión: Armadura para torsión y corte $A_s = 2\phi 14$ es satisfactoria.

Nótese: Que la armadura total es $4\phi 14 \text{ c}/20 \text{ cm}$ y que de ella las dos ramas interiores no trabajan a torsión; solo a corte.

REFUERZO LONGITUDINAL

$$A_l = 2A_t \left[\frac{x_1 + y_1}{S} \right]; \quad S = e$$

$$A_l = 2(1.54) \left[\frac{98 + 218}{20} \right] = 48.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \left[\frac{28b_w \cdot e}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3c_t}} \right) - 2A_t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{e} \right)$$

$$c_t = \frac{b_w d}{\sum x^2 y} = \frac{110 \times 219}{2'783000} = 8.66 \times 10^{-3}$$

$$A_l = \left[\frac{28 \cdot 110 \cdot 20}{4200} \left(\frac{61.70 \times 10^5}{61.70 \times 10^5 + \frac{221.67 \times 10^3}{3 \cdot 8.66 \times 10^{-3}}} \right) - 2(1.54) \right] * \left(\frac{98 + 218}{20} \right)$$

$$A_l = [6.15 - 3.08] * (15.8) = 48.51 \text{ cm}^2$$

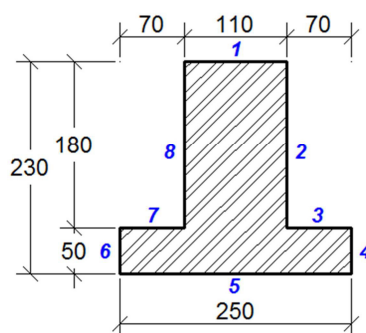
$$\frac{3.5 b_w \cdot e}{f_y} \text{ por } 2A_t$$

$$\frac{3.5 \times 110 \times e}{4200} = 0.092e$$

$$\therefore A_l = [0.3075e - 0.092e] * \frac{98 + 218}{e}$$

$$A_l = 68.10 \text{ cm}^2 > 48.51 \text{ cm}^2 (\mathbf{GOBIERNA})$$

$A_l = 48.51 \text{ cm}^2$ Dispuestas uniformemente en el perímetro de la sección

PERÍMETRO DE LA SECCIÓN

Perímetro: $P = 2(250 + 230) = 960 \text{ cm}$

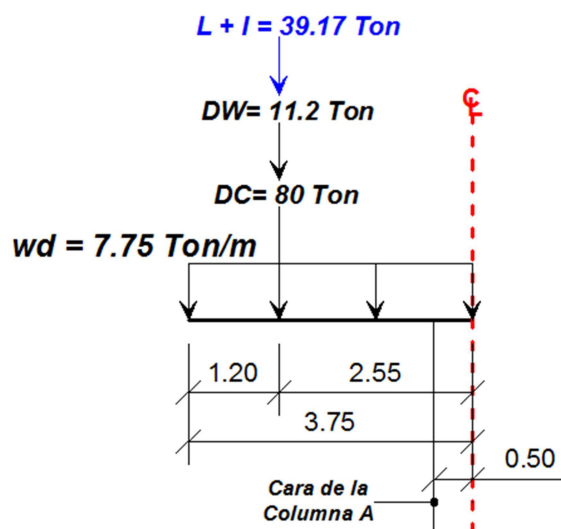
- Repartimiento proporcional:

CARAS	A_s requerido cm^2		
1	$48.51 * 110/960$	=	5.56 cm^2
2 y 8	$48.51 * 180/960$	=	9.10 cm^2
3 y 7	$48.51 * 70/960$	=	3.54 cm^2
4 y 6	$48.51 * 50/960$	=	2.53 cm^2
5	$48.51 * 250/960$	=	12.63 cm^2

CARAS	A_s especificado cm^2		A_s requerido cm^2	Observación
1	-	-	-	Ver análisis
2 y 8	$10\phi 14 = 15.4$	>	9.10 cm^2	OK
3 y 7	$2\frac{1}{2}\phi 18 = 6.36$	>	3.54 cm^2	OK
4 y 6	$2\phi 18 = 5.09$	>	2.53 cm^2	OK
5	$10\phi 25 = 49.1$	>	12.63 cm^2	OK

- **Análisis del acero de refuerzo requerido**

1. El acero proporcionado por flexión y dispuesto inmediatamente bajo la cara 1 ($18\phi 25$) corresponde a la condición de carga viva que produce el máximo momento flector en el volado de la viga cabezal, es decir, cargando los dos tramos adyacentes a la pila cuyo cabezal se está analizando.
2. A continuación se analizará el acero por flexión que corresponde a la condición de carga viva que produce el máximo momento torsor.



$$DC = 80 \text{ Ton}; \quad DW = 11.2 \text{ Ton}; \quad L + I = 39.17 \text{ Ton}; \quad w_D = 7.75 \text{ Ton/m}$$

$$M_{DC} = 7.75 * \frac{(3.75 - 0.50)^2}{2} + 80(2.55 - 0.50) = \mathbf{204.93 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

$$M_{DW} = 11.2(2.55 - 0.50) = \mathbf{22.96 \text{ Ton} \cdot m}$$

$$M_{L+I} = 39.17(2.55 - 0.50) = \mathbf{80.30 \text{ Ton} \cdot m}$$

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{L+I}$$

$$M_u = 1.25(204.93) + 1.50(22.96) + 1.75(80.30)$$

$$\mathbf{M_u = 431.13 \text{ Ton} \cdot m}$$

$$A_{s,req} = \frac{M_u}{\phi j d f_y} = \frac{431.13 \times 10^5}{(0.90)(0.92)(219)(4200)} = \mathbf{56.61 \text{ cm}^2}$$

Comprobación:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(56.61)(4200)}{(0.85)(320)(250)} = \mathbf{3.50 \text{ cm}}$$

$$M_R = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$M_R = 0.9(56.61)(42) \left[219 - \frac{3.50}{2} \right] \times 10^{-3}$$

$$\mathbf{M_R = 464.88 \text{ Ton} \cdot m \approx M_u \rightarrow \text{OK.}}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{s,min} = 1.33 A_s = 1.33(56.61) = \mathbf{75.3 \text{ cm}^2} = A_{s,flexión}$$

$$A_{s,especificado} \geq A_{s,flexión} + A_{s,torsión} \} \text{Cara } \textcircled{1}$$

$$18\phi 25 = 88.36 \text{ cm}^2 > 75.3 \text{ cm}^2 + 5.56 \text{ cm}^2$$

$$88.36 \text{ cm}^2 > 80.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK.}$$

CONCLUSIÓN >>> EL REFUERZO ESPECIFICADO ES SATISFACTORIO

6.2.3 PREDISEÑO DE COLUMNAS DE PILA

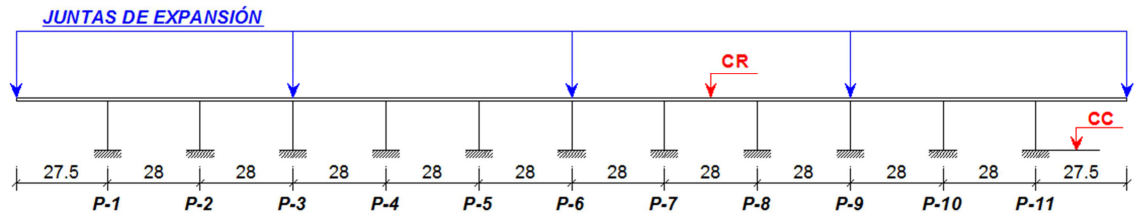


Figura 6.3 Vista longitudinal del puente

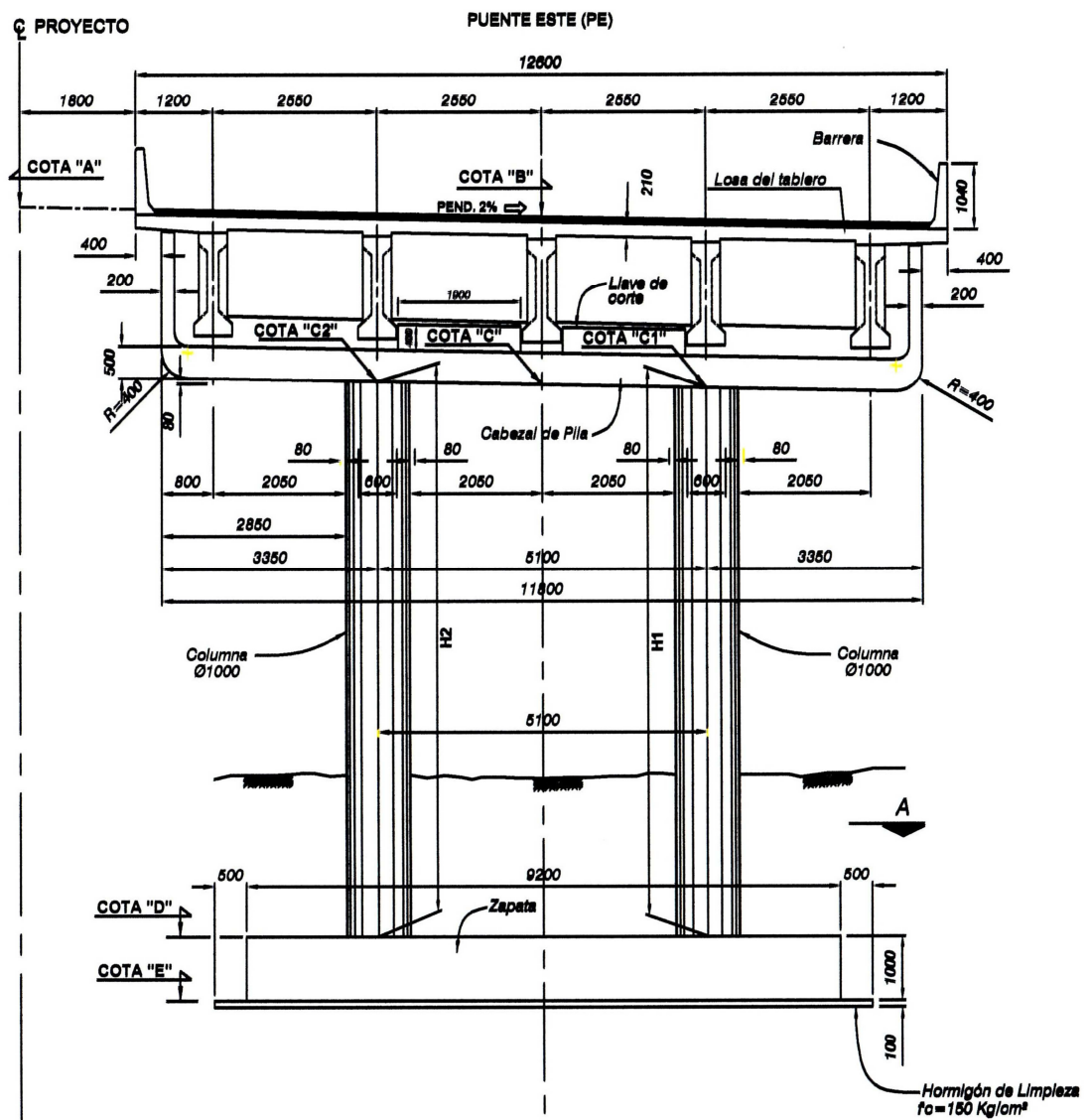
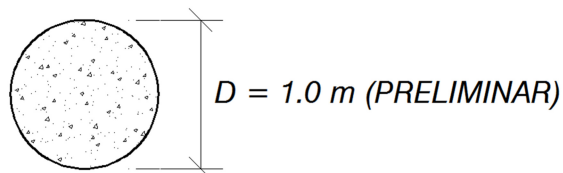


Figura 6.4 Vista frontal de una pila del puente

Altura de pilas: $H = COTA "C" - COTA "D" + C. G. VIGA CAB.$

PILAS	COTA-"C"	COTA-"D"	C.G.VIGA CAB.	ALTURA H
No.	(m)	(m)	(m)	(m)
P1	27.46	25.50	0.94	2.90
P2	30.62	25.50	0.94	6.06
P3	30.27	25.50	0.94	5.71
P4	31.44	25.50	0.94	6.88
P5	32.15	25.50	0.94	7.59
P6	32.38	26.00	0.94	7.32
P7	32.38	26.00	0.94	7.32
P8	32.38	26.00	0.94	7.32
P9	32.19	27.00	0.94	6.13
P10	31.6	27.00	0.94	5.54
P11	30.62	27.00	0.94	4.56
				$\Sigma = 67.33 \text{ m}$

- **TIPO DE COLUMNA**



$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.7854 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.0491 \text{ m}^4$$

- **Descarga muerta del tablero (un tramo)**

$$\mathbf{2P_{D1} = 455.0 \text{ Tons}}$$

- **Peso de viga cabezal**

- Área de viga cabezal: $A = [(1.10 \times 2.30) + (1.40 \times 0.50)] = 3.23 \text{ m}^2$

- Longitud de viga cabezal: $L = 11.8 \text{ m}$

- Volumen de viga cabezal: $V = A * L = (3.23)(11.8) = 38.11 \text{ m}^3$

$$2P_{D2} = 38.11 \text{ m}^3 \times \frac{2.4 \text{ Ton}}{\text{m}^3} = 91.46 \approx 92 \text{ Ton}$$

$$\mathbf{2P_{D2} = 92 \text{ Ton}}$$

- **Peso de 2 columnas**

$$2P_{D3} = 2[H_m] * A_{col} * \gamma$$

Altura promedio de columnas:

$$H_m = \frac{\sum H}{n} = \frac{67.33}{11} = \mathbf{6.12 \text{ m}}$$

$$2P_{D3} = 2[6.12](0.7854)(2.4) = 23.07 \approx 23 \text{ Ton}$$

$$\mathbf{2P_{D3} = 23 \text{ Ton}}$$

- Descarga muerta total en el cimiento (no incluye zapata)

$$2P = 2P_{D1} + 2P_{D2} + 2P_{D3}$$

$$2P = 455 + 92 + 23$$

$$2P = 570 \text{ Tons}$$

- Descarga muerta por columna

$$P = \frac{570}{2} = 285 \text{ Tons}$$

La relación de carga axial es:

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{285 \text{ Ton}}{(0.7854 \text{ m}^2)(3200 \text{ Ton/m}^2)} = 0.113 < 0.15 \rightarrow \text{OK.}$$

- **INERCIA EFECTIVA**

De la Fig. 3.8 con $P/A_g f'_c = 0.113$ y con $\rho_s = 1.5$ a 2.0% se obtiene:

$$\frac{I_e}{I} = 0.40 \text{ a } 0.46 \rightarrow \text{ADOPTAR: } \frac{I_e}{I} = 0.43$$

$$I_e = 0.43 * 0.0491 = 0.0211$$

$$I_e = 0.0211 \text{ m}^4$$

- **CALCULO DE LA RIGIDEZ LONGITUDINAL DE LAS COLUMNAS DE PILA**

La rigidez longitudinal de la pila será proporcionada por la rigidez de las columnas actuando en volado.

$$K_e = 2 \left[\frac{3EI_e}{H^3} \right] = \frac{6 * 2'701170 * 0.0211}{H^3}$$

$$K_{ei} = \frac{341968.12}{H_i^3}; \text{ Ton/m}$$

PILAS	ALTURA H	K_e
No.	(m)	Ton/m
P1	2.90	14026.48
P2	6.06	1537.18
P3	5.71	1837.53
P4	6.88	1050.45
P5	7.59	782.38
P6	7.32	872.19
P7	7.32	872.19
P8	7.32	872.19
P9	6.13	1485.12
P10	5.54	2011.93
P11	4.56	3607.85
	67.33	28955.47

➤ **Rigidez total: $K_e = \sum K_{ei} = 28955.47 \text{ Ton/m}$**

- **MASA TOTAL**

$$M = \frac{W}{g}$$

$$M = \frac{[(455 * 12 \text{ tramos}) + (92 * 11 \text{ pilas}) + (0.5 * 23 * 11 \text{ pilas})]}{g}$$

$$M = \frac{6598.5 \text{ Tons}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 672.63 \text{ Tons} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

$$M = 672.63 \text{ Tons} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

- **PERIODO**

De acuerdo con la **Ec. (3.39)**, el periodo de la estructura está dado por:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\sum K_{ei}}} = 2\pi \sqrt{\frac{672.63 \text{ Tons} \cdot \text{s}^2/\text{m}}{28955.47 \text{ Ton/m}}} = 0.9576 \approx 0.96 \text{ seg.}$$

$$T = 0.96 \text{ seg.}$$

- **Aceleración en Roca**

El puente al estar ubicado en la **ciudad de Guayaquil**, y de acuerdo al mapa de isoaceleraciones (ver anexos), la aceleración en roca corresponde a un valor de:

$$A = 0.25g$$

- **Zona de Desempeño Sísmico [AASHTO LRFD - Tabla 3.10.4-1]**

De acuerdo a la aceleración en roca se tiene una Zona de Desempeño Sísmico 3.

$$\therefore 0.19 < A \leq 0.29$$

- **PERFIL DEL SUELO TIPO I**

Perfiles conformados por suelos duros con un espesor menor a 60.0 m, compuestos por depósitos estables sobre la roca (arenas, gravas o arcillas duras).

- Coeficiente de sitio: $S = 1.00$ [AASHTO LRFD Tabla 3.10.5.1-1]
- Coeficiente de respuesta sísmica elástica: [AASHTO LRFD Ec.3.10.6.1-1]

$$C_S = \frac{1.2A \cdot S}{T^{2/3}} \leq 2.5A = 0.625g$$

- **COEFICIENTE SÍSMICO [AASHTO LRFD Ec. 3.10.6.1-1]**

$$C_S = \frac{1.2A \cdot S}{T^{2/3}} = \frac{1.2(0.25g)(1.0)}{(0.96)^{2/3}} = 0.3083$$

$$C_S = 0.3083$$

- **FUERZA SÍSMICA TOTAL**

$$EQ_T = C_S * W$$

$$EQ_T = 0.3083(6598.5) = 2034.32 \approx 2035$$

$$**EQ_T = 2035 Tons**$$

- **Fuerza sísmica en pila i**

$$EQ_i = \frac{K_{ei}}{\sum K_{ei}} \cdot EQ_T$$

- **Momento sísmico en pila i**

$$M_{EQi} = EQ_i * h_i$$

- **Deformación elástica**

$$\Delta e_i = \left(\frac{EQ_i}{K_{ei}} \right) * 1000; \text{ mm}$$

- **Factor de Ductilidad al desplazamiento μ_Δ**

De la Fig. 5.3 y para $H/D = h/1$ ($f_\alpha = 0$), se obtiene μ_Δ .

- Relación entre el factor de reducción de fuerza (Z) y el factor de ductilidad (μ_{Δ}).

$$Z = 1 + 0.67(\mu_{\Delta} - 1) \frac{T}{T_o} \leq \mu_{\Delta} \quad (5.3)$$

donde T_o es el periodo para la respuesta elástica espectral pico y T es el periodo en el primer modo elástico.

$$\frac{1.2A \cdot S}{T^{2/3}} = 2.5A \quad \rightarrow \quad T_o = 0.33 \text{ seg.}$$

PILAS	EQ_i (Ton)	M_{EQi}	Δe_i (mm)	μ_{Δ}	$Z < \mu_{\Delta}$		
1	986	2859	70	4.5	10	>	4.5
2	108	655	70	4.5	10	>	4.5
3	129	737	70	4	9	>	4
4	74	508	70	4	9	>	4
5	55	417	70	4	9	>	4
6	61	449	70	4	9	>	4
7	61	449	70	4	9	>	4
8	61	449	70	4	9	>	4
9	104	640	70	4	9	>	4
10	141	783	70	4	9	>	4
11	254	1156	70	4	9	>	4

De los resultados obtenidos se adopta $Z = 4$.

Por lo tanto el cortante ($2V_y = EQ/Z$), el momento ($2M_y = M_{EQ}/Z$) y el desplazamiento cedente ($\Delta y = \Delta e/Z$) en las columnas serán:

PILAS	$2V_y$	$2M_y$	Δy
1	246	715*	18
2	27	164	18
3	32	184	18
4	18	127	18
5	14	104	18
6	15	112	18
7	15	112	18
8	15	112	18
9	26	160	18
10	35	196*	18
11	63	289	18

*Observación: Las columnas son **CRÍTICAS**

- **DISEÑO PRELIMINAR DE COLUMNAS**

a) COLUMNAS (PILA P1 & P11)

$$M_{EQ} = M_y = \frac{715}{2} = 357.5 \text{ Ton} \cdot m$$

$$P_{EQ} = (1 \pm 0.5PGA)P$$

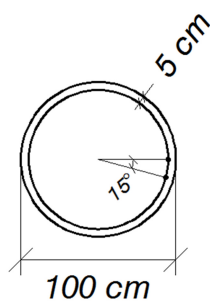
$$P_{EQ,min} = (1 - 0.5PGA)P = (1 - 0.5 * 0.3083)(285) = \mathbf{241.06 \text{ Tons}}$$

b) COLUMNAS (PILA P2 a P10)

$$M_{EQ} = M_y = \frac{196}{2} = 98 \text{ Ton} \cdot m$$

$$P_{EQ,min} = \mathbf{241.06 \text{ Tons}}$$

ADOPTAR EL SIGUIENTE ARMADO LONGITUDINAL:



a) PILA P1 & P11

$$24\phi 28 = 147.78 \text{ cm}^2 \quad (\rho = 1.88\%)$$

b) PILA P2 a P10

$$24\phi 22 = 91.23 \text{ cm}^2 \quad (\rho = 1.16\%)$$

Refuerzo Helicoidal: $\phi 16$ c/9cm – c/18cm

- VERIFICACIÓN DE LAS COLUMNAS

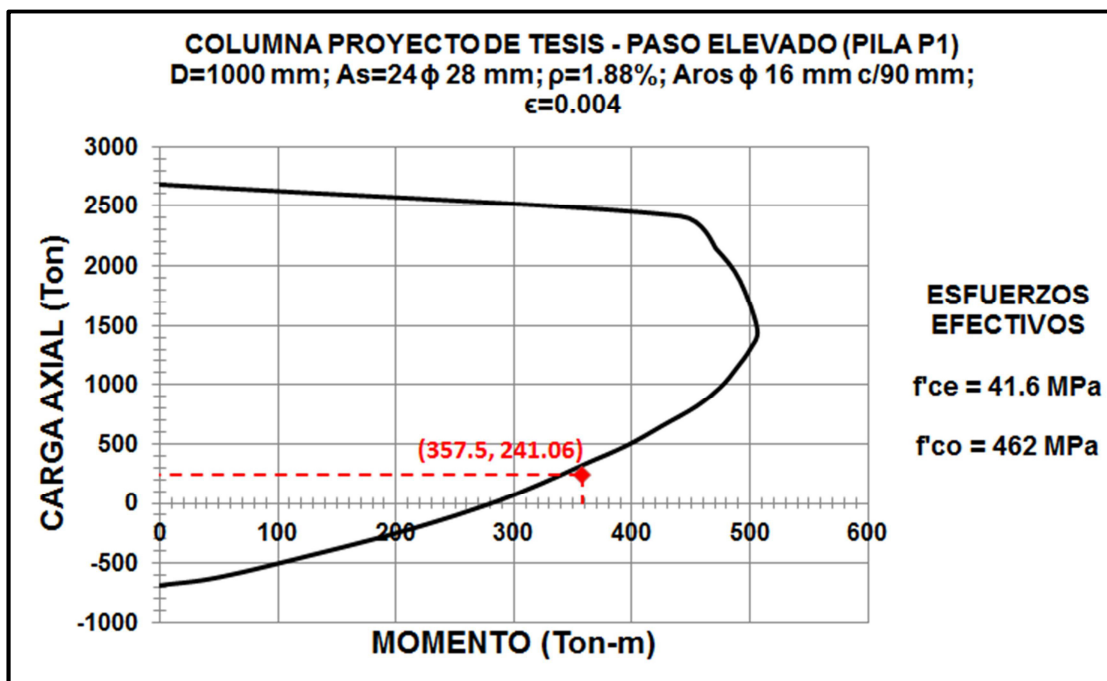
Se presenta el *diagrama de iteración (carga axial-momento)* de las columnas de la pila P1, el cual se construye con los esfuerzos efectivos de los materiales empleados.

Esfuerzos efectivos:

$$f'_{ce} = 1.3f'_c = 1.3(320) = 416 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{41.6 \text{ MPa}}$$

$$f_{ye} = 1.1f_y = 1.1(4200) = 4620 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{462 \text{ MPa}}$$

El punto **(357.5; 241.06)** dibujado en el correspondiente diagrama de iteración indica que el armado es satisfactorio en los dos casos.



- **DISEÑO DEL CONFINAMIENTO DE LA COLUMNA**

Máxima carga axial:

$$P_{EQ,max} = (1 + 0.5PGA)P$$

$$P_{EQ,max} = (1 + 0.5 * 0.3083)(285) = \mathbf{328.93\ Tons}$$

Esfuerzos efectivos:

$$f'_{ce} = 1.3f'_c = 1.3(320) = 416\ kg/cm^2$$

$$f_{ye} = 1.1f_y = 1.1(4200) = 4620\ kg/cm^2$$

Cuantía de refuerzo transversal para confinamiento:

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D'S} \geq 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f'_{ce} \cdot A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01) \quad (5.21)$$

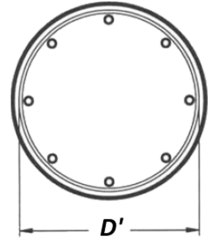
$$\rho_s = 0.16 \frac{416}{4620} \left(0.5 + \frac{1.25 \times 328930}{416 \times 7854} \right) + 0.13(0.0188 - 0.01)$$

$$\rho_s = \mathbf{0.010}$$

$$D' = 100 - 2(5) - 1.6 = \mathbf{88.4 \text{ cm}}; \quad \phi 16\text{mm} = 201 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{4A_{sp}}{D'\rho_s} = \frac{4 \times 201}{88.4 \times 0.010} = 90.95$$

∴ ADOPTAR → s = 90 mm



- **Presión máxima lateral efectiva**

$$f_l = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{D's} \quad (4.4)$$

$$f_l = \frac{2 \times 4620 \times 2.01}{88.4 \times 9} = 23.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_l = K_e \cdot f_l = (0.95)(23.34) = \mathbf{22.17 \text{ kg/cm}^2}$$

- **Resistencia confinada del concreto**

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_c}} - \frac{2f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (4.6)$$

$$f'_{cc} = 416 \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \times 22.17}{416}} - \frac{2 \times 22.17}{416} - 1.254 \right) = 552.58 \text{ kg/cm}^2$$

f'_{cc} = 553 kg/cm}^2

- La deformación unitaria del concreto está dada por la ecuación:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4.14)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \times 0.010 \times 4620 \times 0.12}{553} = 0.018$$

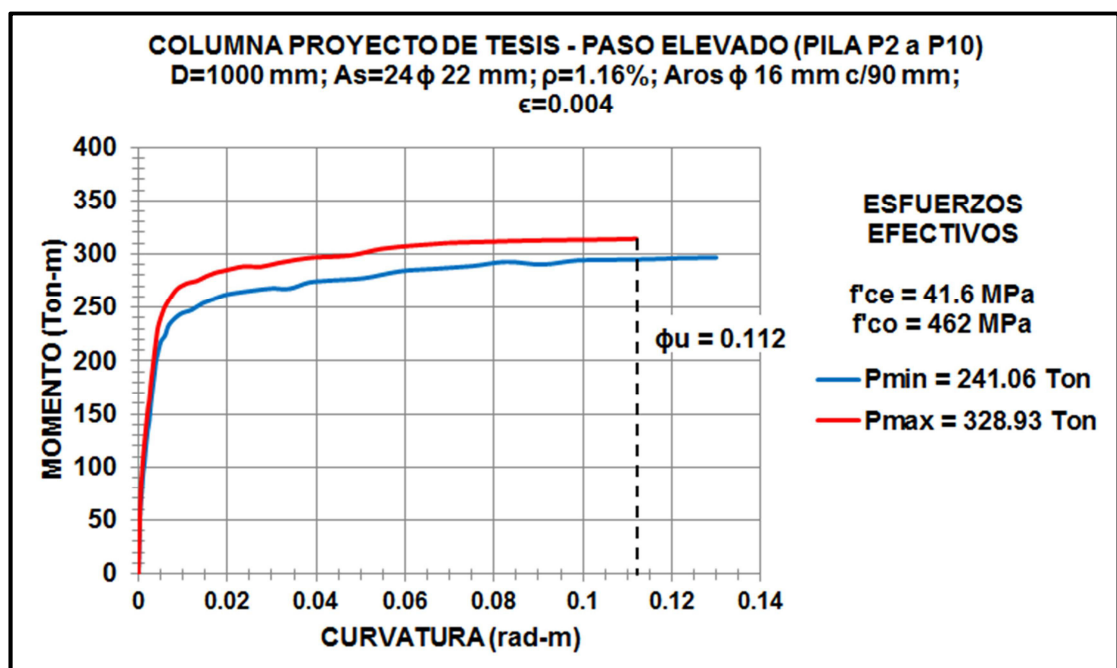
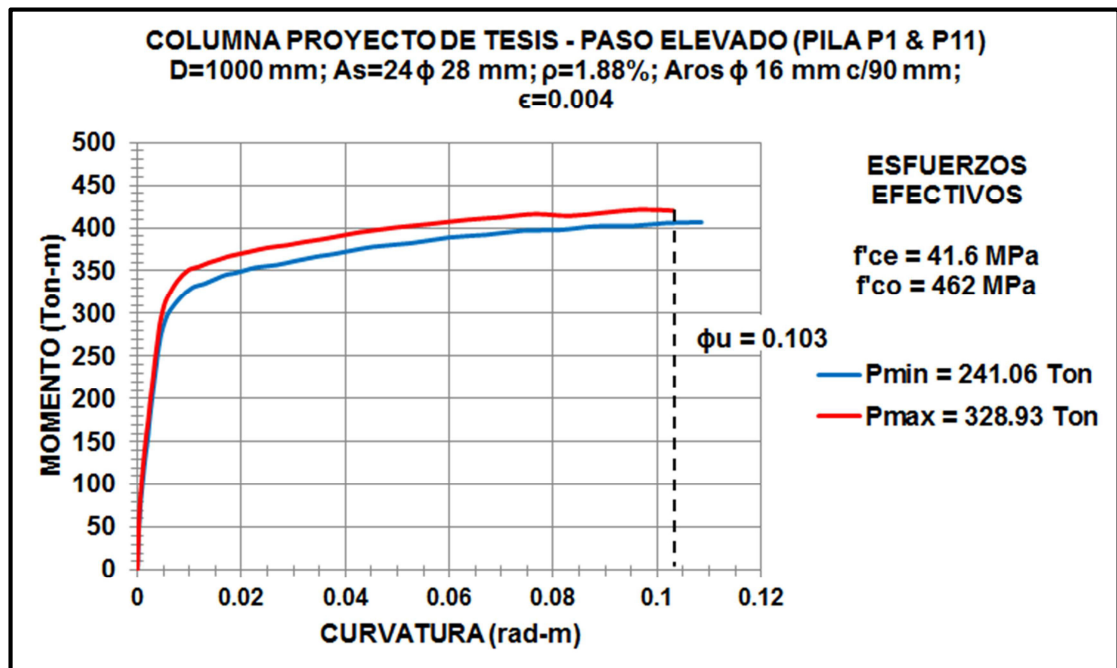
$$\varepsilon_{cu} = \mathbf{0.018}$$

Los resultados del **análisis momento-curvatura** ($M - \phi$) para las cargas máximas y mínimas son mostrados en la siguiente página. El caso correspondiente a la mayor carga axial es el más crítico desde el punto de vista de rotación plástica.

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y$$

$$\phi_p = 0.103 - 0.004 = 0.099 \text{ rad/m}; (24\phi28)$$

$$\phi_p = 0.112 - 0.003 = 0.109 \text{ rad/m}; (24\phi22) \rightarrow \mathbf{CRITICA}$$



- **Longitud de la articulación plástica**

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (5.13)$$

$$L = H = \begin{cases} 3.73 \text{ m para cols. pila } P_1 \text{ y } P_{11} \\ 6.65 \text{ m para cols. pila } P_2 \text{ a } P_{10} \end{cases}$$

$$f_{ye} = 455 \text{ MPa} = 4620 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_p = \begin{cases} 0.08(3730) + 0.022(455)(28) = \mathbf{579 \text{ mm}} \\ 0.08(6650) + 0.022(455)(22) = \mathbf{752 \text{ mm}} \end{cases}$$

$$L_p = \begin{cases} \mathbf{579 \text{ mm}} \geq 0.044(455)(28) = 560.56 \\ \mathbf{752 \text{ mm}} \geq 0.044(455)(22) = 440.44 \end{cases}$$

- **Rotación plástica**

$$\theta_p = L_p \cdot \phi_p \quad (5.14)$$

$$\theta_p = \begin{cases} 0.579 * 0.099 = \mathbf{0.057 \text{ rad}} \text{ (pila } P_1 \text{ \& } P_{11}) \\ 0.752 * 0.109 = \mathbf{0.082 \text{ rad}} \text{ (pila } P_2 \text{ a } P_{10}) \end{cases}$$

- **Capacidad de desplazamiento plástico**

$$\Delta_p = \theta_p(H - 0.5L_p)$$

$$\Delta_p = 0.057(3730 - 0.5 * 579) = 196.11 \approx \mathbf{196 \text{ mm}} \text{ (} P_1 \text{ \& } P_{11})$$

$$\Delta_p = 0.082(6650 - 0.5 * 752) = 514.47 \approx \mathbf{515 \text{ mm}} \text{ (} P_2 \text{ a } P_{10})$$

- **Capacidad de desplazamiento último**

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$$

$$(P_1 \text{ \& } P_{11}): \Delta_u = 18 + 196 = \mathbf{214 \text{ mm}} > 70 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{OK}.$$

$$(P_2 \text{ a } P_{10}): \Delta_u = 18 + 515 = \mathbf{533 \text{ mm}} > 70 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{OK}.$$

Por lo tanto, el confinamiento es **adecuado** ($\phi 16 \text{ c}/90\text{mm}$).

Este confinamiento debe aplicarse a toda la región plástica: **0.2h**

PILAS	$0.2h_i$ (mm)	ADOPTAR (mm)
1	580	900
2	1212	1530
3	1142	1530
4	1376	1800
5	1518	1800
6	1464	1800
7	1464	1800
8	1464	1800
9	1226	1530
10	1108	1530
11	912	900

- **DISEÑO AL CORTE DE LA COLUMNA**

Las columnas serán chequeadas a sobrerresistencia, para ello se requiere del análisis $(M - \phi)$ con los **esfuerzos por sobrerresistencia** de:

$$f'_{co} = 1.7f'_c = 544 \text{ kg/cm}^2 = 54.4 \text{ MPa}$$

$$f_{yo} = 1.3f_y = 5460 \text{ kg/cm}^2 = 546 \text{ MPa}$$

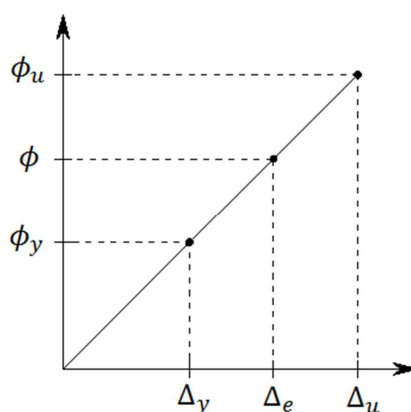


Figura 6.5 Gráfico ϕ vs Δ

$\Delta_y = 18 \text{ mm}$	$\phi_y = 0.004$
$\Delta_e = 70 \text{ mm}$	$\phi = ?$
$\Delta_u = 214 \text{ mm}$	$\phi_u = 0.060$

De acuerdo al gráfico:

$$\phi = \phi_y + \frac{\phi_u - \phi_y}{\Delta_u - \Delta_y} * (\Delta_e - \Delta_y)$$

$$\phi = 0.004 + \frac{0.103 - 0.004}{214 - 18} * (70 - 18)$$

$$\phi = 0.03 \text{ rad/m}$$

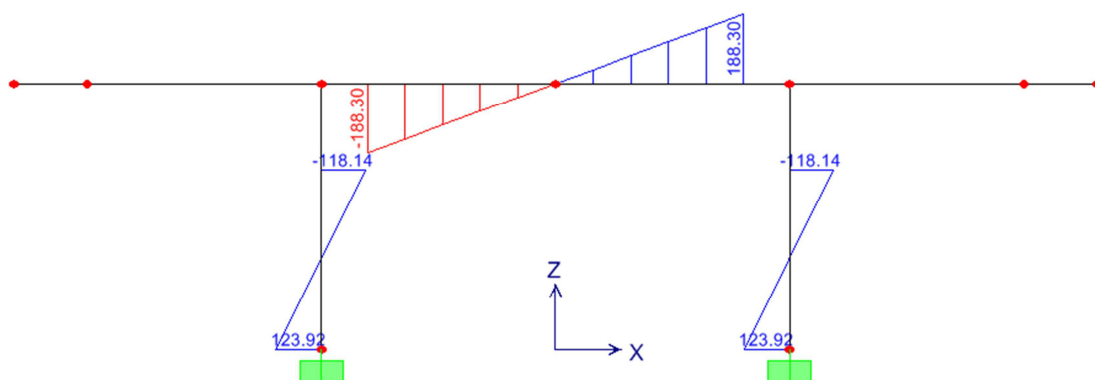
Obsérvese que las columnas de la **pila P₁** son las más críticas al cortante ($H = 2.90\text{ m}$).

De acuerdo al modelo de la pila P1, realizado en el programa SAP 2000, en el cual actúa la fuerza sísmica horizontal:

$$F_H = \frac{EQ_1}{Z} = \frac{986}{4} = 246.5 \approx \mathbf{247\ Tons}$$

Se obtiene los siguientes momentos para las columnas izquierda y derecha:

$$M_l = M_r = 188.30\ \text{Ton} \cdot \text{m}$$



La fuerza cortante sísmicamente inducida por la viga cabezal en las columnas está dada por:

$$V_b = \frac{M_l + M_r}{L} \quad (5.9)$$

$$V_b = \frac{188.30 + 188.30}{5.10} = \mathbf{73.84\ Ton}$$

Las fuerzas axiales en las columnas son:

$$P_{EQ,max} = (1 + 0.5PGA)P + V_b$$

$$P_{EQ,max} = (1 + 0.5 * 0.3083)(285) + 73.84 = \mathbf{402.77 \text{ Ton}}$$

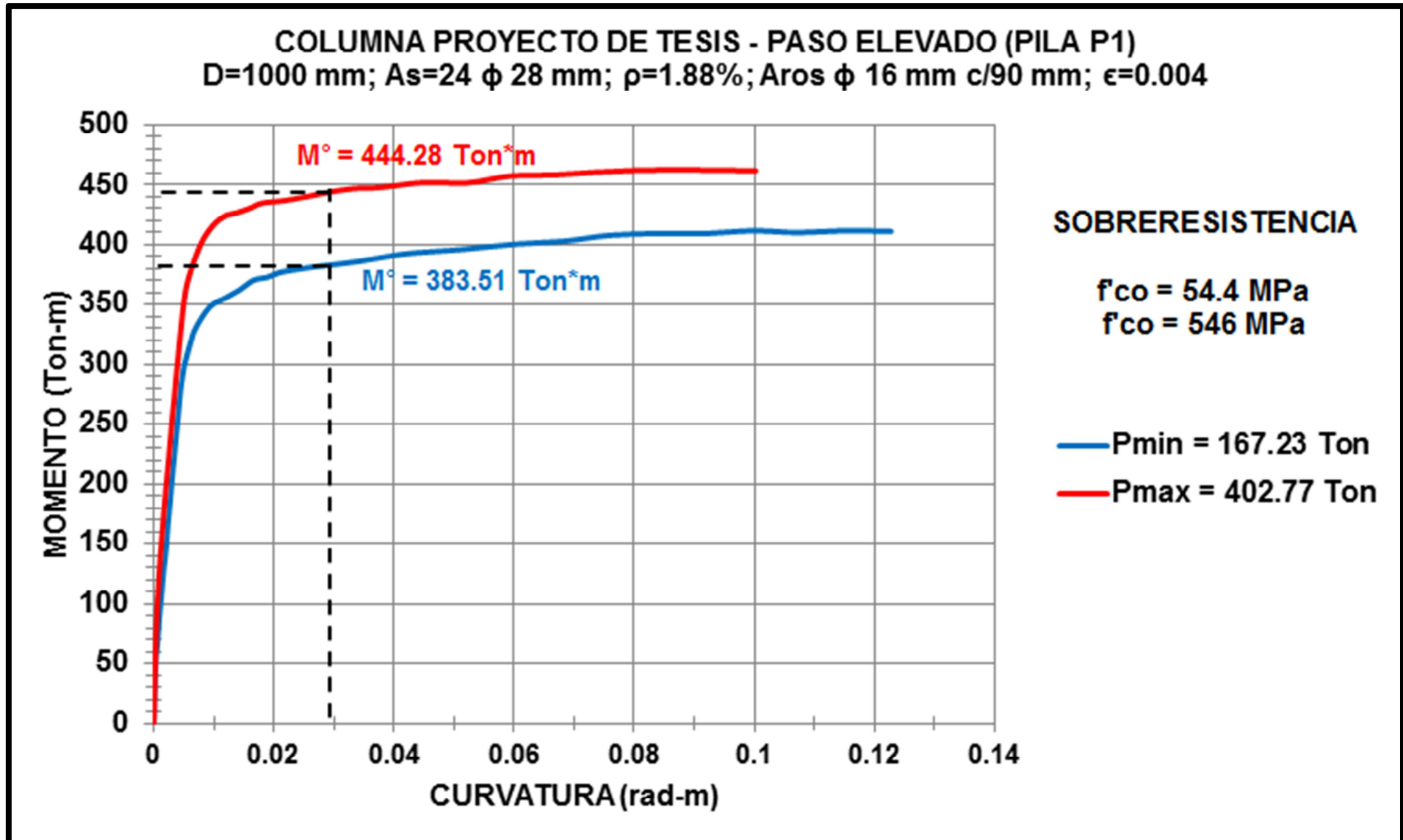
$$P_{EQ,min} = (1 - 0.5PGA)P - V_b$$

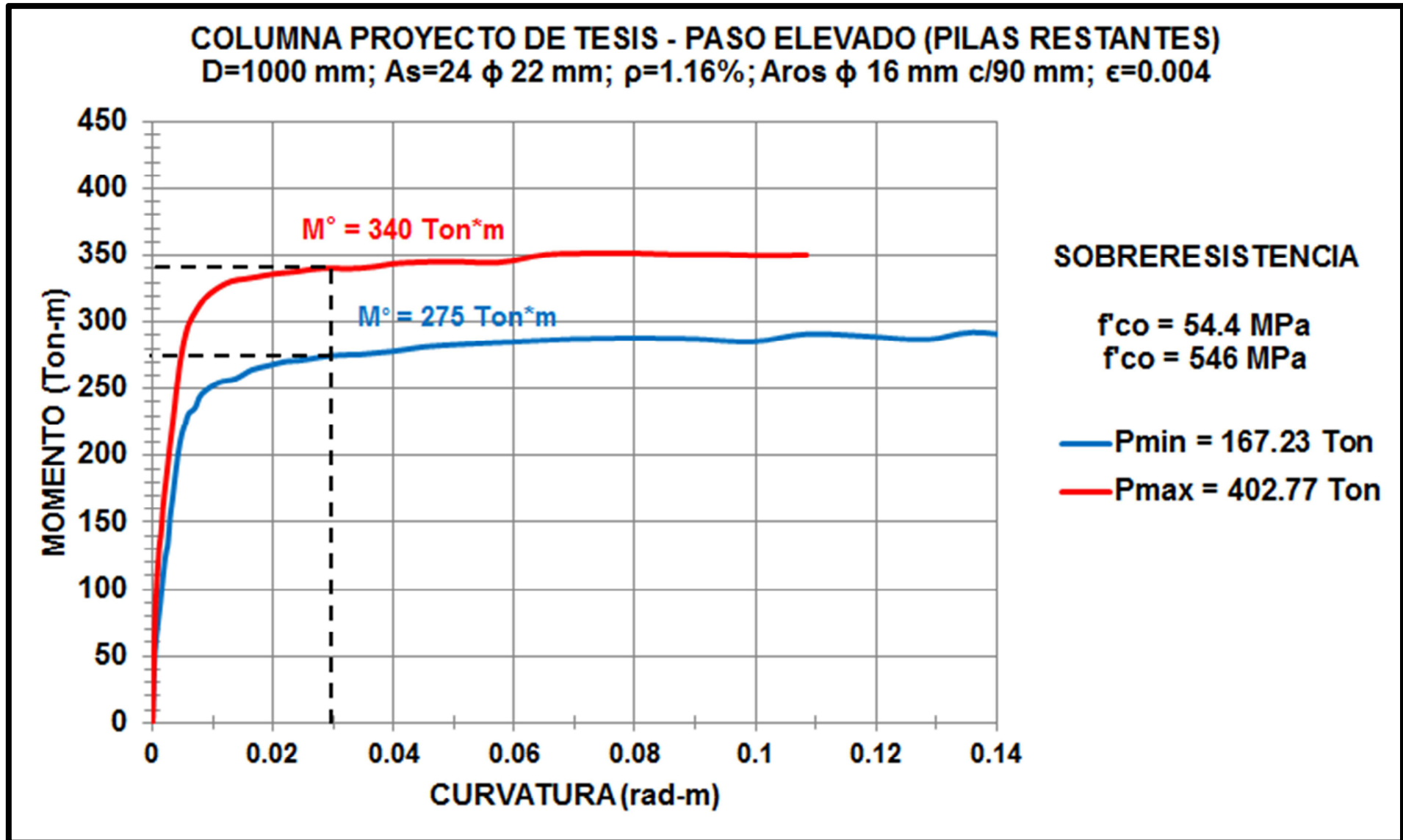
$$P_{EQ,min} = (1 - 0.5 * 0.3083)(285) - 73.84 = \mathbf{167.23 \text{ Ton}}$$

Resultados de la sobrerresistencia (M° para $\phi = 0.03 \text{ rad/m}$)

a) $P = \mathbf{402.77 \text{ Tons}}$; $M^\circ = 444.28 \text{ Ton} \cdot \text{m}$; $V^\circ = M^\circ/h = 153.2 \text{ Tons}$

b) $P = \mathbf{167.23 \text{ Tons}}$; $M^\circ = 383.51 \text{ Ton} \cdot \text{m}$; $V^\circ = M^\circ/h = 132.24 \text{ Tons}$





- **RESISTENCIA AL CORTANTE DEL CONCRETO**

Demanda de ductilidad de curvatura:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi}{\phi_y} = \frac{0.03}{0.004} = 7.5 \approx 8$$

De la **Fig. 5.24** para $\mu_{\phi} = 8$; $\rightarrow k = 0.063$

$$v_c = k\sqrt{f'_c} = 0.063\sqrt{32} = \mathbf{0.36 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}}$$

De la **Ec. (5.35)**

$$V_c = k\sqrt{f'_c}A_e = k\sqrt{f'_c}(0.8A_g)$$

$$V_c = 0.36(0.8 * 7854 \times 10^2) \times 10^{-3} = 223.92 \approx \mathbf{224 \text{ kN}}$$

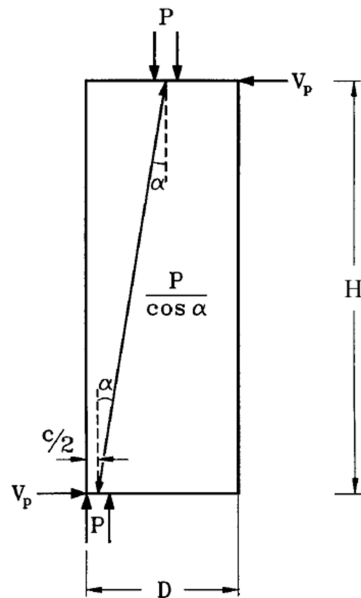
Este valor es válido en la articulación plástica.

Para la parte exterior:

$$v_c = 0.25\sqrt{32} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\therefore V_c = (1.41 \times 0.8 \times 7854 \times 10^2) \times 10^{-3} = 885.93 \approx \mathbf{886 \text{ kN}}$$

- **COMPONENTE DE LA FUERZA AXIAL (V_p)**



$$D = 1000 \text{ mm}$$

$$c \approx 0.3D = 300 \text{ mm}$$

$$c/2 = 150 \text{ mm}$$

$$H = 2.90 \text{ m} = 2900 \text{ mm}$$

$$V_p = 0.85P \tan \alpha$$

$$V_p = 0.85 \left(\frac{500 - 150}{2900} \right) * P$$

$$V_p = 0.1026 * P$$

a) $P = 402.77 \text{ Ton} = 4027.7 \text{ kN}$; $V_p = 413.24 \text{ kN} = 41.32 \text{ Tons}$

b) $P = 167.23 \text{ Ton} = 1672.3 \text{ kN}$; $V_p = 171.58 \text{ kN} = 17.16 \text{ Tons}$

- **CONTRIBUCIÓN DEL ACERO**

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_h f_{yh} D'}{s} \cot \theta \quad (5.36 a)$$

$$A_h = \phi 18 = 201 \text{ mm}^2$$

$$f_{yh} = 414 \text{ MPa}$$

$$D' = 900 \text{ mm}$$

$$\cot \theta = \cot(35^\circ) = 1.43$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{201 * 414 * 900}{s} * 1.43$$

$$V_s = \frac{0.168 \times 10^9}{s} N$$

En la región plástica:

$$V_s = \frac{0.168 \times 10^6}{90} = \mathbf{1867 \text{ kN}}$$

Fuera de la región plástica:

$$V_s = \frac{0.168 \times 10^6}{200} = \mathbf{840 \text{ kN}}$$

$$\therefore \mathbf{RESISTENCIA: } V = \phi(V_c + V_s + V_p)$$

En región plástica:

$$V = 0.85(224 + 1867 + 413.24) = 2128.6 = \mathbf{212.86 \text{ Tons}}$$

Fuera de la región plástica:

$$V = 0.85(886 + 840 + 171.58 \text{ kN}) = 1612.94 \text{ kN} = \mathbf{161.29 \text{ Tons}}$$

$$V = \mathbf{161.29 \text{ Tons}} > V^\circ = \mathbf{153.2 \text{ Tons}} \rightarrow \mathbf{OK.}$$

Finalmente:

$$v_{max} = \frac{153200}{0.8 * 7854} = \mathbf{24.38 \text{ kg/cm}^2}$$

$$0.2f'_c = 0.2 * 320 = 64 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$v_{max} < 0.2f'_c$$

$$24.38 \text{ kg/cm}^2 < 64 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \mathbf{OK}$$

6.3 ANALISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE EN SAP2000

Con el fin de verificar los resultados obtenidos en el prediseño de las columnas de la pila del puente, se realizara un análisis estructural tanto en el sentido longitudinal como transversal del puente usando el software de análisis estructural **SAP2000**.

Para la verificación del diseño en el **sentido longitudinal**, se realizará un modelo **global-frame** del puente en tres dimensiones con todos sus elementos.

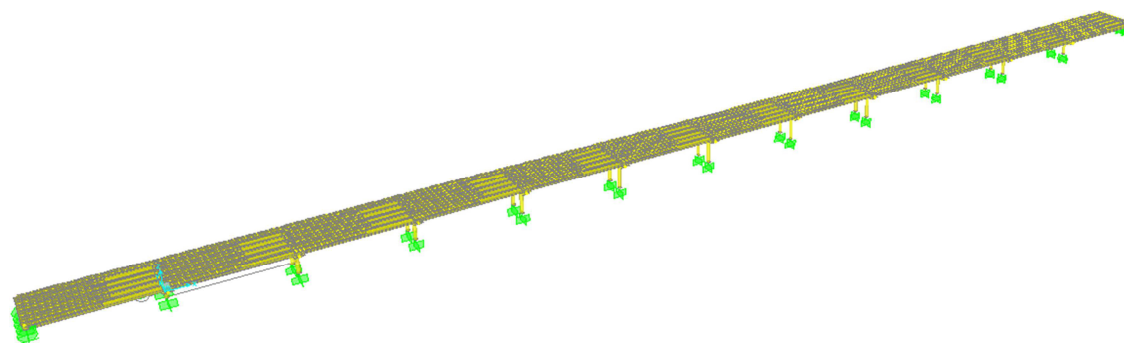


Figura 6.3: Modelo global del puente

De acuerdo al análisis modal, el periodo de toda la estructura para el primer modo fundamental es de **$T = 1.058$ segs.**

Para la verificación del diseño en el *sentido transversal*, se realizará un modelo *frame* en dos dimensiones del pórtico de cada pila que conforma la subestructura del puente.

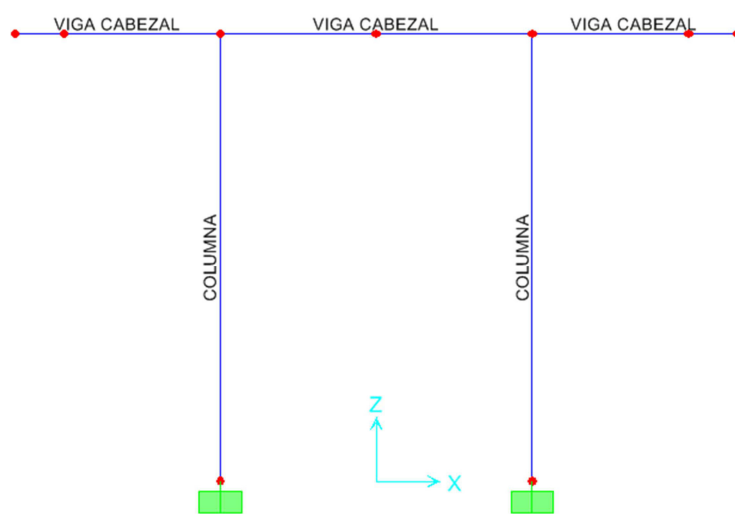


Figura 6.4: Modelo frame del pórtico de la pila para análisis transversal

De acuerdo al análisis modal, el periodo del pórtico de la pila más alta (Pila P5) para el primer modo fundamental es de $T = 0.6980$ segs.

MATERIALES

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with several sections for defining material properties:

- General Data:** Material Name and Display Color is set to "f'c=320 kg/cm2" with a blue color swatch. Material Type is set to "Concrete". A "Modify/Show Notes..." button is present.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 2.4028 and Mass per Unit Volume is 0.245. Units are set to "Tonf, m, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 2701170; Poisson's Ratio, U is 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A is 9.900E-06; Shear Modulus, G is 1125487.5.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c is 3200. There is an unchecked checkbox for "Lightweight Concrete" and a field for "Shear Strength Reduction Factor".
- At the bottom, there is an unchecked checkbox for "Switch To Advanced Property Display" and "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 6.5: Material empleado para los elementos estructurales de hormigón con resistencia a la compresión $f'_c = 320 \text{ kg/cm}^2$

ESTADOS DE CARGA

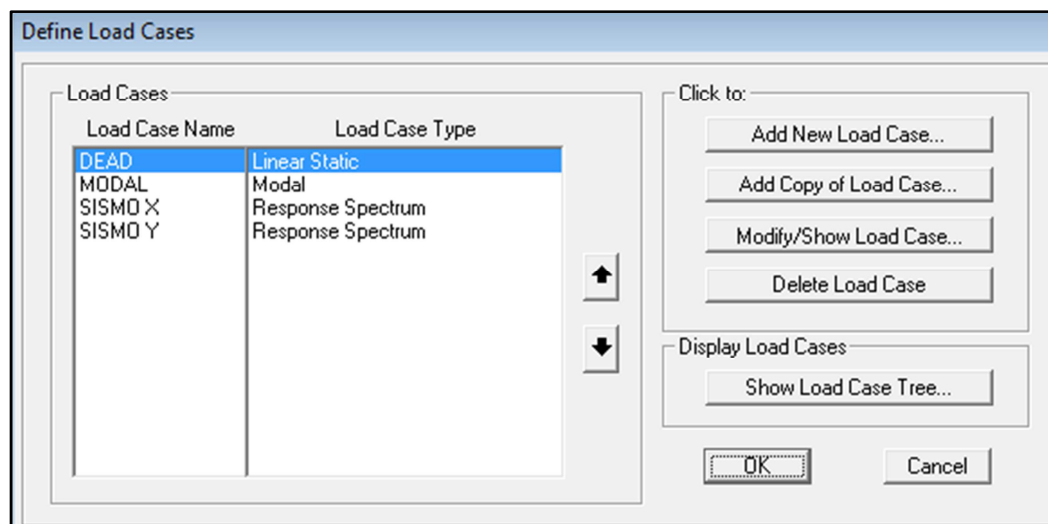


Figura 6.6: Estados de carga considerados en el análisis estructural del puente

ESPECTRO DE RESPUESTA

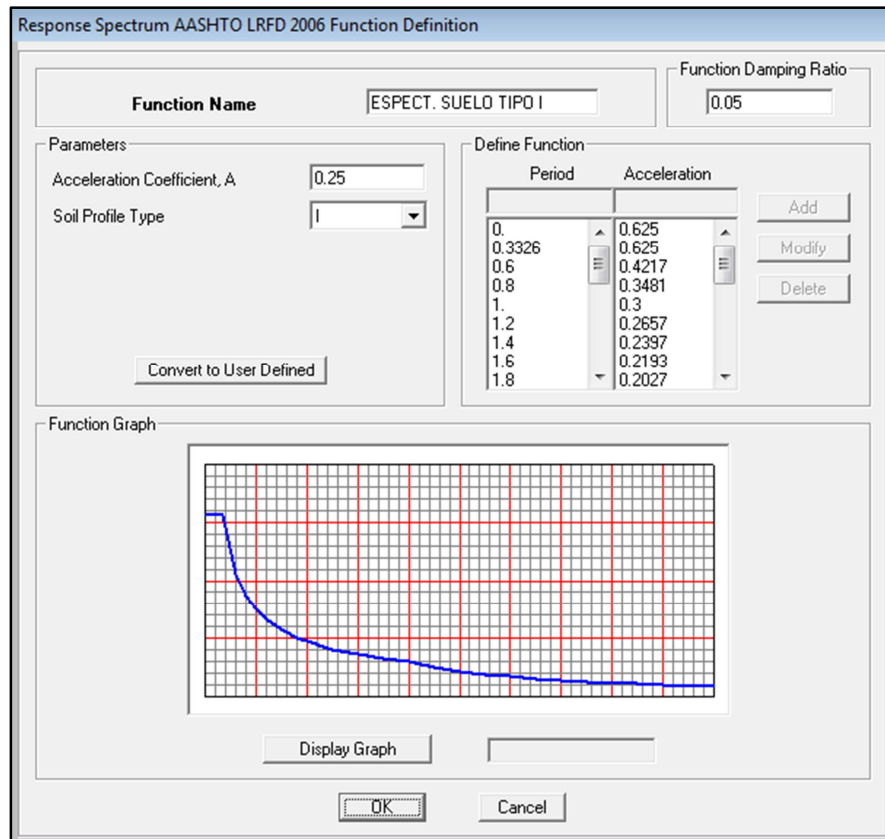


Figura 6.7: Espectro de respuesta para suelo tipo I

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Modal Combination:

- CQC GMC f1:
- SRSS GMC f2:
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Periodic + Rigid Type:

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECT. SU	9.81
Accel	U1	ESPECT. SUEL	9.81

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping:

Figura 6.8: Estados de carga SISMO X

PROPIEDADES DE SECCIÓN

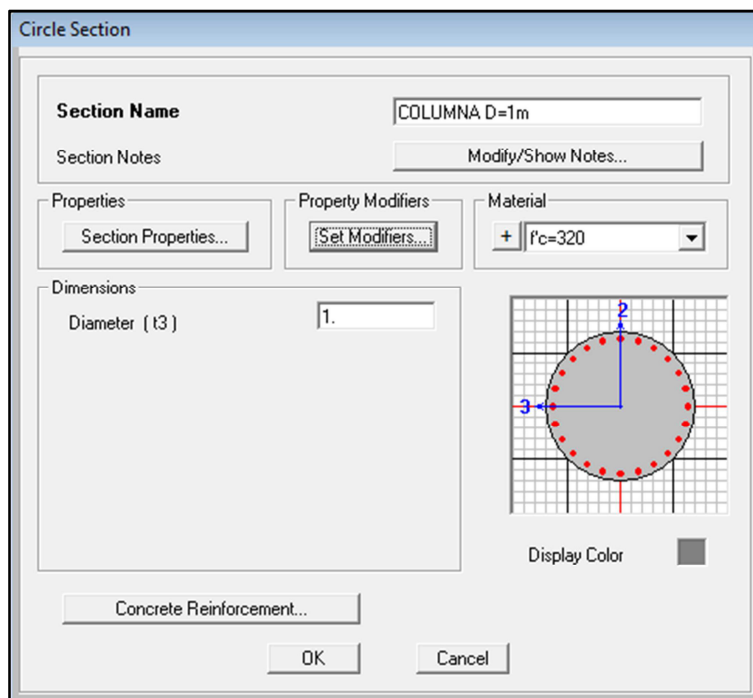


Figura 6.9: Propiedades de la sección de la columna

Para ambos modelos se utilizó una *inercia efectiva* para las columnas, para representar el daño que van a experimentar durante el sismo.

$$I_e = 0.43I_g$$

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.43
Moment of Inertia about 3 axis	0.43
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Figura 6.10: Ingreso de la inercia efectiva de las columnas

Tee Section

Section Name: VIGA CABEZAL

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + f'c=320 kg/cm2

Dimensions:

Outside stem (t3)	2.3
Outside flange (t2)	2.5
Flange thickness (tf)	0.5
Stem thickness (tw)	1.1

Concrete Reinforcement...

Display Color:

OK Cancel

Figura 6.11: Propiedades de la sección de la viga cabezal

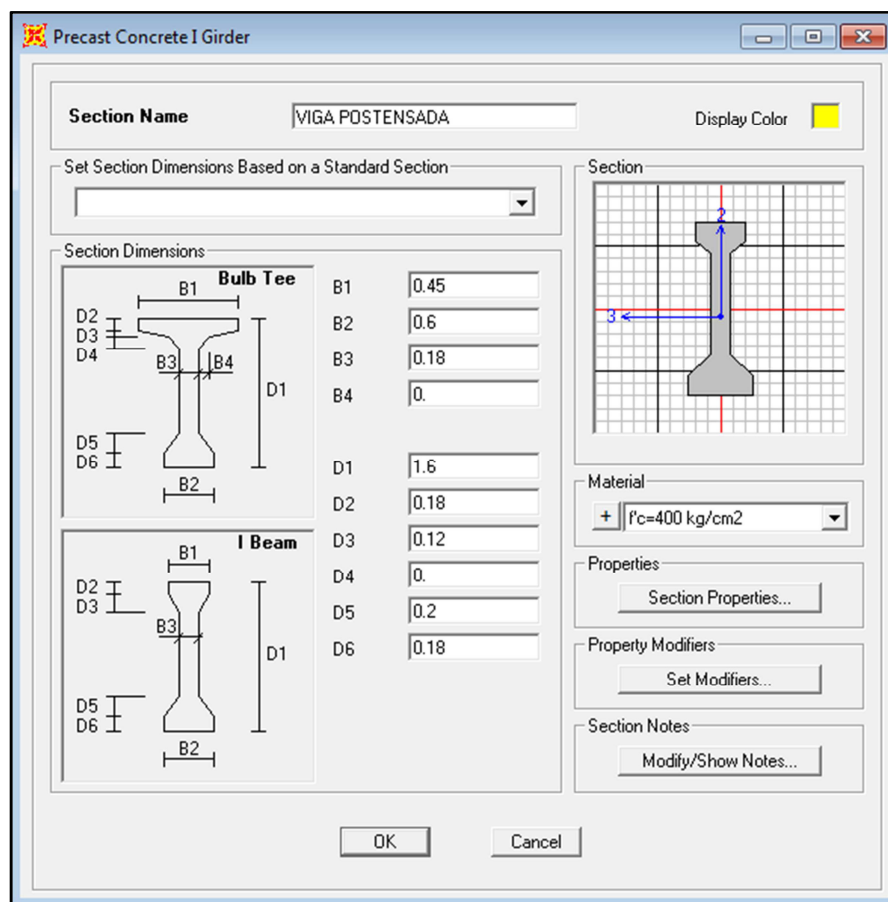
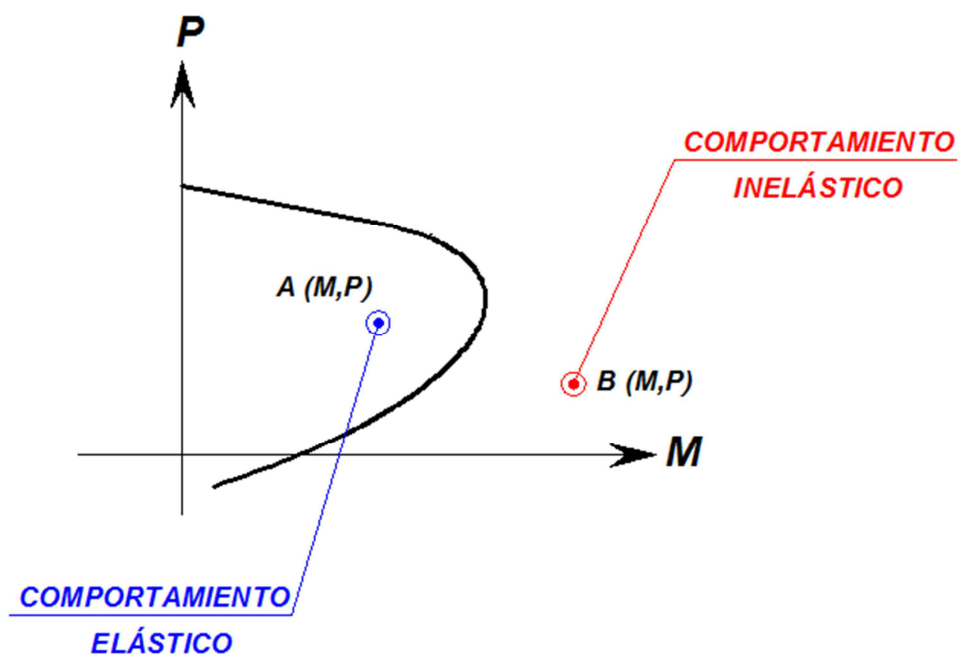


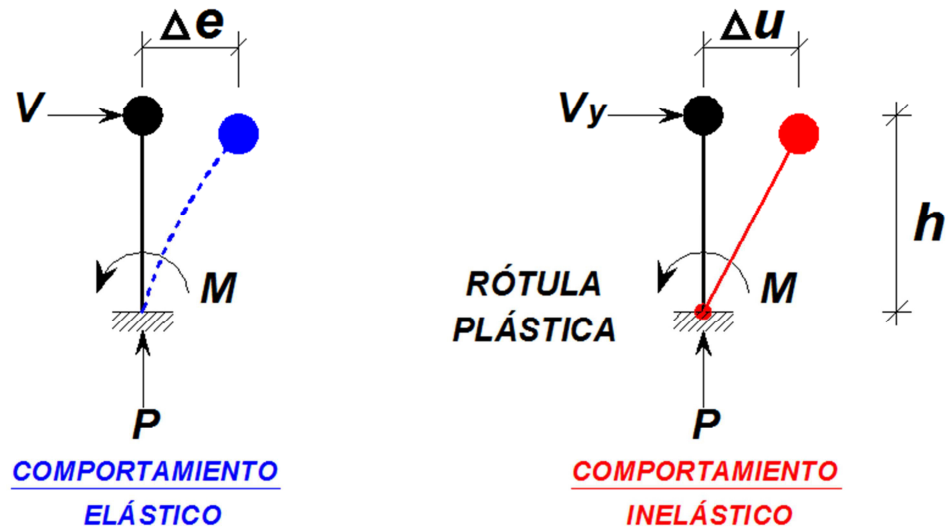
Figura 6.12: Propiedades de la sección transversal de las vigas postensadas

6.4 VERIFICACIÓN DEL DISEÑO PRELIMINAR DE PILAS

6.4.1 VERIFICACIÓN EN EL SENTIDO LONGITUDINAL

La verificación consiste en demostrar, en algunos casos, que la sección y el refuerzo proporcionado satisfacen la demanda sísmica obtenida del análisis estructural elástico, en otras palabras, que el punto (momento flector – carga axial) cae dentro del diagrama de cedencia; y en otros casos, cuando el punto (M, P) cae fuera se entenderá que la columna se ha plastificado por el sismo tal como se pretendía en el análisis y diseño preliminar. Para estos casos se demostrará que la columna tiene una capacidad de deformación plástica lateral mayor que la demanda por el sismo de diseño.

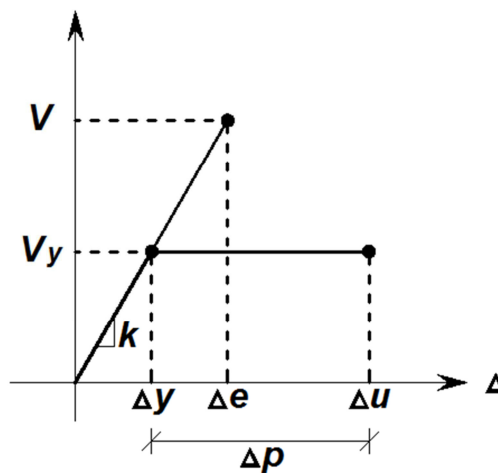




$$\Delta y = \frac{M_y}{k \cdot h_{col.}}$$

De los resultados del análisis momento-curvatura ($M - \phi$) ya realizado en el diseño preliminar, se obtiene la rotación plástica de la columna θ_p producto de la plastificación de la región plástica L_p . La deformación plástica será:

$$\Delta p = \theta_p (h_{col.} - 0.5L_p)$$



$V = \text{Cortante Elástico}$

$\Delta e = \text{Deformación Elástica}$

$V_y = \text{Cortante Cedente}$

$\Delta y = \text{Deformación Cedente}$

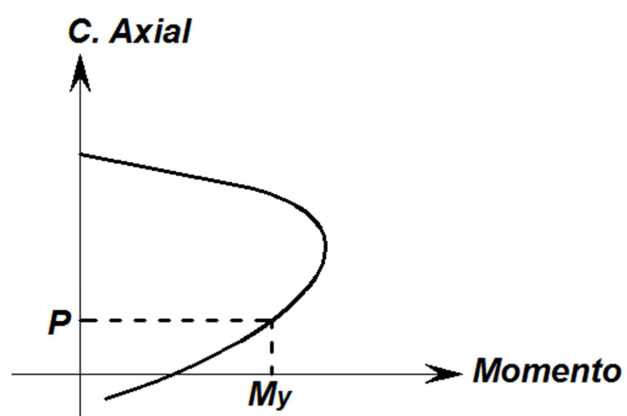
$\Delta p = \text{Deformación Inelástica}$

$\Delta u = \Delta y + \Delta p$

SOLUCIÓN SATISFACTORIA: $\Delta u \gg \Delta e$

$$\text{Rigidez: } k = \frac{V}{\Delta e} = \frac{V_y}{\Delta y}; \quad \Delta y = \frac{V_y}{k}$$

$$V_y = \frac{M_y}{h_{col.}}$$



PASO ELEVADO PROYECTO DE TESIS

RESUMEN DE RESULTADOS EN COLUMNAS DE PILAS

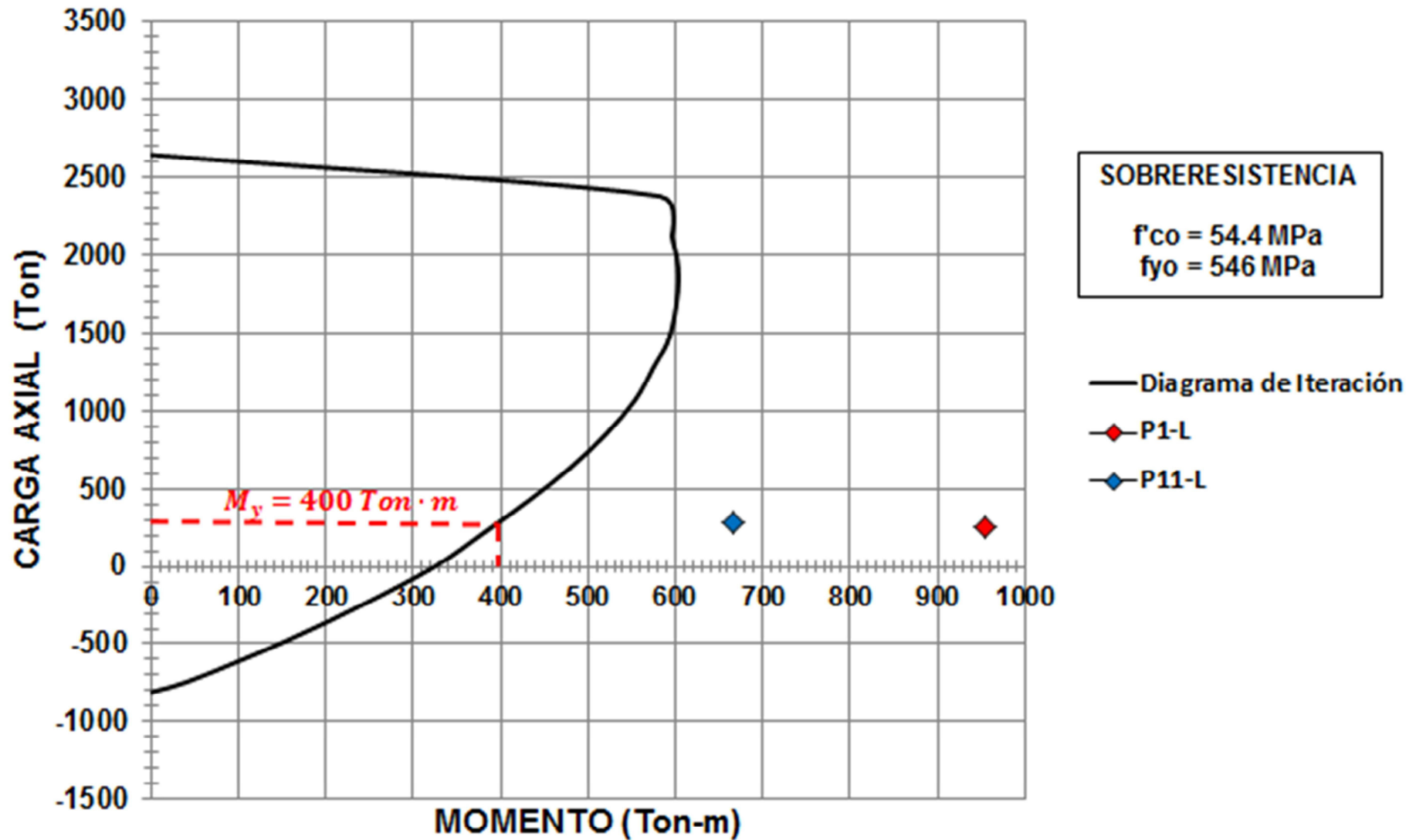
CONDICION: CARGA MUERTA + SISMO EN SENTIDO LONGITUDINAL

PILAS	SECCION	CARGA	UNIDADES	C.MUERTA+SISMO LONG.	PUNTO
P1	N1, N2	AXIAL	Ton	255.10	P1-L
		MOMENTO	Ton-m	954.98	
		CORTANTE	Ton	361.98	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	45.94	
P2	N1, N2	AXIAL	Ton	264.49	P2-L
		MOMENTO	Ton-m	429.30	
		CORTANTE	Ton	110.06	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	67.50	
P3	N1, N2	AXIAL	Ton	266.22	P3-L
		MOMENTO	Ton-m	453.02	
		CORTANTE	Ton	119.30	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	65.46	
P4	N1, N2	AXIAL	Ton	268.82	P4-L
		MOMENTO	Ton-m	356.31	
		CORTANTE	Ton	82.60	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	69.99	
P5	N1, N2	AXIAL	Ton	270.57	P5-L
		MOMENTO	Ton-m	310.22	
		CORTANTE	Ton	66.93	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	71.82	
P6	N1, N2	AXIAL	Ton	270.33	P6-L
		MOMENTO	Ton-m	322.26	
		CORTANTE	Ton	73.30	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	72.16	

P7	N1, N2	AXIAL	Ton	269.88	P7-L
		MOMENTO	Ton-m	340.73	
		CORTANTE	Ton	75.46	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	74.28	
P8	N1, N2	AXIAL	Ton	270.24	P8-L
		MOMENTO	Ton-m	350.05	
		CORTANTE	Ton	77.68	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	76.14	
P9	N1, N2	AXIAL	Ton	268.28	P9-L
		MOMENTO	Ton-m	450.85	
		CORTANTE	Ton	113.37	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	73.10	
P10	N1, N2	AXIAL	Ton	267.37	P10-L
		MOMENTO	Ton-m	524.75	
		CORTANTE	Ton	141.82	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	71.74	
P11	N1, N2	AXIAL	Ton	282.14	P11-L
		MOMENTO	Ton-m	665.86	
		CORTANTE	Ton	201.02	
	INFERIOR	DEFORMACION	mm	0.00	
	SUPERIOR	ELASTICA	mm	66.86	

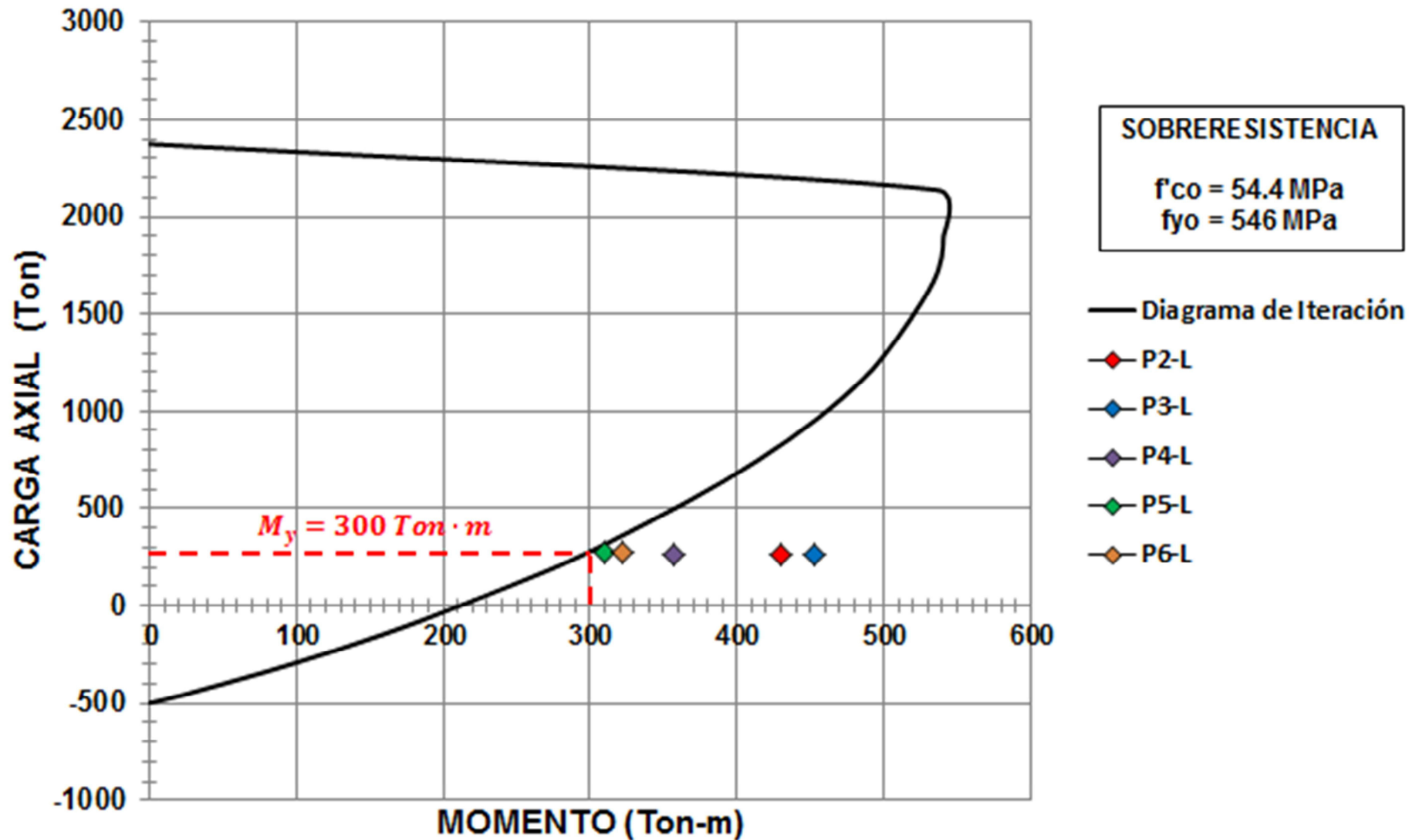
COLUMNA PROYECTO DE TESIS - PASO ELEVADO (PILA P1 & P11)
 RESULTADOS DEL ANALISIS. CONDICION: CARGA MUERTA + SISMO EN SENTIDO
 LONGITUDINAL

D=1000 mm; H=3730 mm; As=24 ϕ 28 mm; ρ =1.88%; Aros ϕ 16 mm c/90 mm; ϵ = 0.004



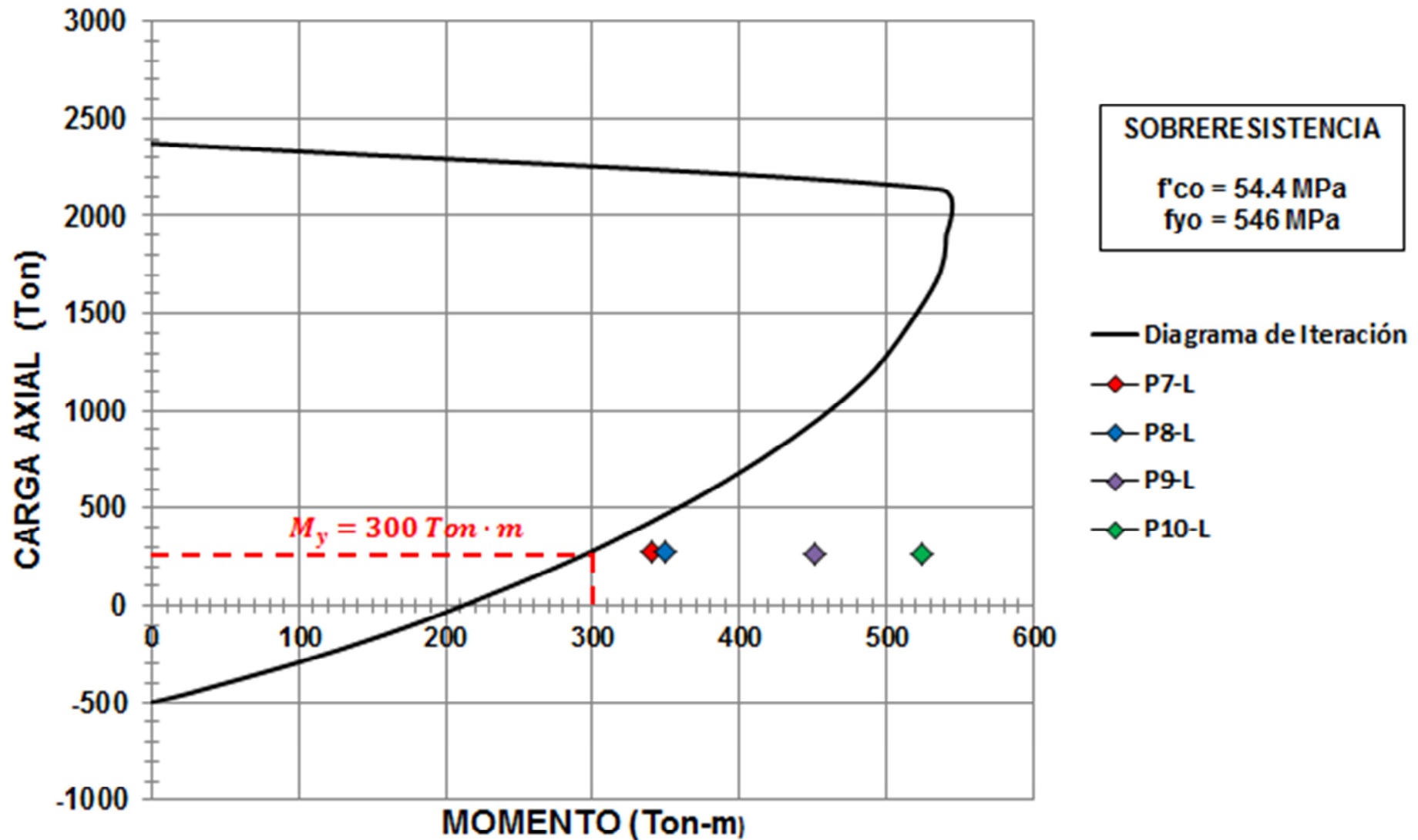
COLUMNA PROYECTO DE TESIS - PASO ELEVADO (PILA P2 a P6)
 RESULTADOS DEL ANALISIS. CONDICION: CARGA MUERTA + SISMO EN SENTIDO
 LONGITUDINAL

D=1000 mm; H=6650 mm; As=24 ϕ 22 mm; ρ =1.16%; Aros ϕ 16 mm c/90 mm; ϵ = 0.004



COLUMNA PROYECTO DE TESIS - PASO ELEVADO (PILA P7 a P10)
 RESULTADOS DEL ANALISIS. CONDICION: CARGA MUERTA + SISMO EN SENTIDO
 LONGITUDINAL

D=1000 mm; H=6650 mm; As=24 ϕ 22 mm; ρ =1.16%; Aros ϕ 16 mm c/90 mm; ϵ = 0.004



PILAS	V (Ton)	Δe (mm)	k (Ton/mm)	hcol. (m)	My (Ton*m)	Δy (mm)	Δp (mm)
P1	361.98	45.94	7.88	2.90	400	18	149
P2	110.06	67.50	1.63	6.06	300	30	466
P3	119.30	65.46	1.82	5.71	300	29	437
P4	82.60	69.99	1.18	6.88	300	37	533
P5	66.93	71.82	0.93	7.59	300	42	592
P6	73.30	72.16	1.02	7.32	300	40	569
P7	75.46	74.28	1.02	7.32	300	40	569
P8	77.68	76.14	1.02	7.32	300	40	569
P9	113.37	73.10	1.55	6.13	300	32	472
P10	141.82	71.74	1.98	5.54	300	27	423
P11	201.02	66.86	3.01	4.56	400	29	243

Rotación Plástica:

$$\theta_p = \begin{cases} 0.057 \text{ rad} & (\text{pila } P_1 \text{ y } P_{11}) \\ 0.082 \text{ rad} & (\text{pila } P_2 \text{ a } P_{10}) \end{cases}$$

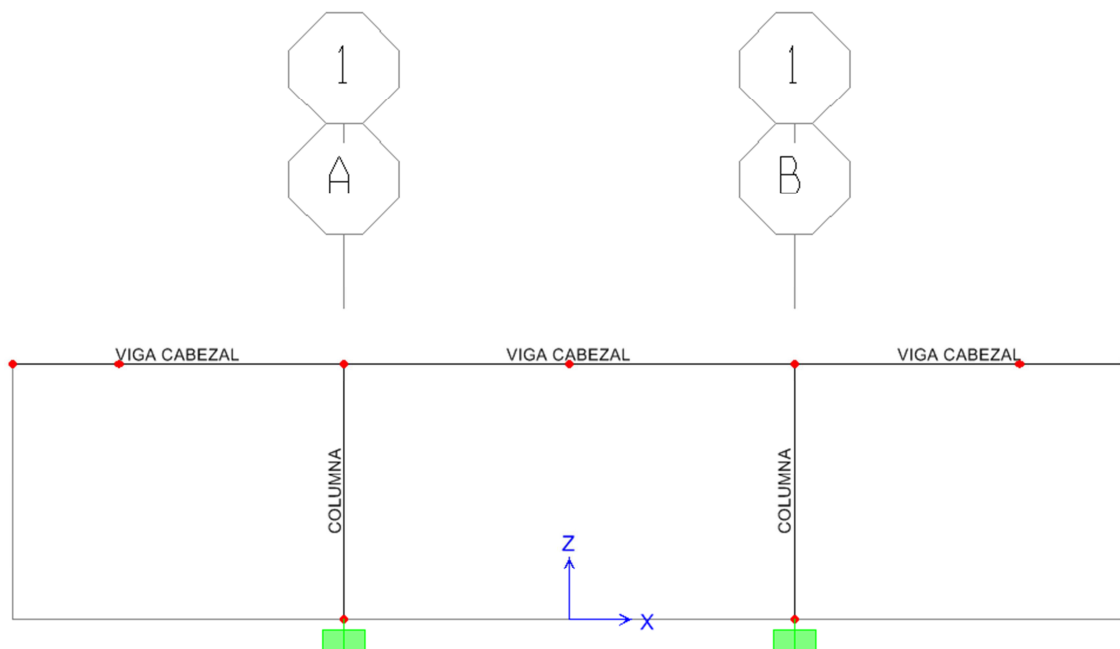
Longitud de Articulación Plástica:

$$L_p = \begin{cases} 579 \text{ mm} & (\text{pila } P_1 \text{ y } P_{11}) \\ 752 \text{ mm} & (\text{pila } P_2 \text{ a } P_{10}) \end{cases}$$

$$\Delta p = \theta_p (h_{col.} - 0.5L_p); \quad \Delta u = \Delta y + \Delta p$$

PILAS	Δu (mm)	>>	Δe (mm)	
P1	166	>>	46	OK
P2	496	>>	68	OK
P3	466	>>	65	OK
P4	570	>>	70	OK
P5	634	>>	72	OK
P6	610	>>	72	OK
P7	610	>>	74	OK
P8	610	>>	76	OK
P9	503	>>	73	OK
P10	451	>>	72	OK
P11	273	>>	67	OK

6.4.2 VERIFICACIÓN EN EL SENTIDO TRANSVERSAL



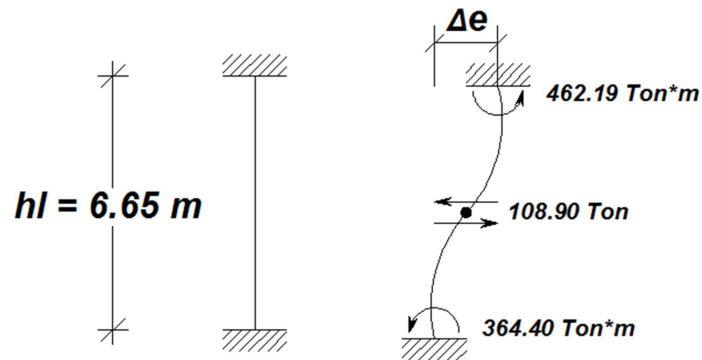
En el sentido transversal, todas las columnas incursionan en el rango inelástico a excepción a las que corresponden a las pilas **P1** y **P11** debido a que son las menos esbeltas (ver gráficos de cedencia). Se considera para el análisis la pila **P5** por ser la más esbelta (la más crítica).

Altura libre de columnas:

$$h_l = h_i - C.G. Viga Cabezal$$

Para las columnas de la pila P5:

$$h_l = 7.59 - 0.94 = \mathbf{6.65\ m}$$



$M_y = 360 \text{ Ton} \cdot \text{m}$, *Momento de Cedencia < Momento Elástico*

Conclusión: Las columnas se plastifican en sus secciones extremas.

Rigidez:

$$k = \frac{V}{\Delta e} = \frac{108.90}{47} = 2.32 \text{ Ton/mm}$$

Cortante de Cedencia:

$$V_y = \frac{2M_y}{h_l} = \frac{2 * 360}{6.65} = 108.27 \text{ Tons}$$

Desplazamiento de Cedencia:

$$\Delta y = \frac{V_y}{k} = \frac{108.27}{2.32} = 47 \text{ mm}$$

Rotación Plástica:

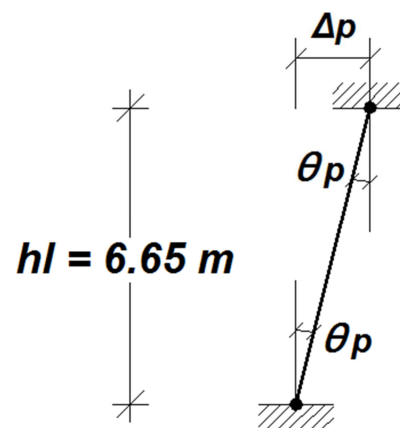
$$\theta_p = 0.082 \text{ rad}$$

Longitud de Articulación Plástica:

$$L_p = 752 \text{ mm}$$

Capacidad de desplazamiento plástico:

$$\Delta p = \theta_p (h_{col.} - 0.5L_p)$$



$$\Delta p = 0.082(6650 - 0.5 * 752)$$

$$\Delta p = 514 \text{ mm}$$

$$\Delta u = \Delta y + \Delta p$$

$$\Delta u = 47 + 514 = 561 \text{ mm}$$

$$\Delta u = 561 \text{ mm} \gg \Delta e = 47 \text{ mm}$$

CONCLUSIÓN: EL DISEÑO ES SATISFACTORIO

PASO ELEVADO PROYECTO DE TESIS

RESUMEN DE RESULTADOS EN COLUMNAS DE PILAS

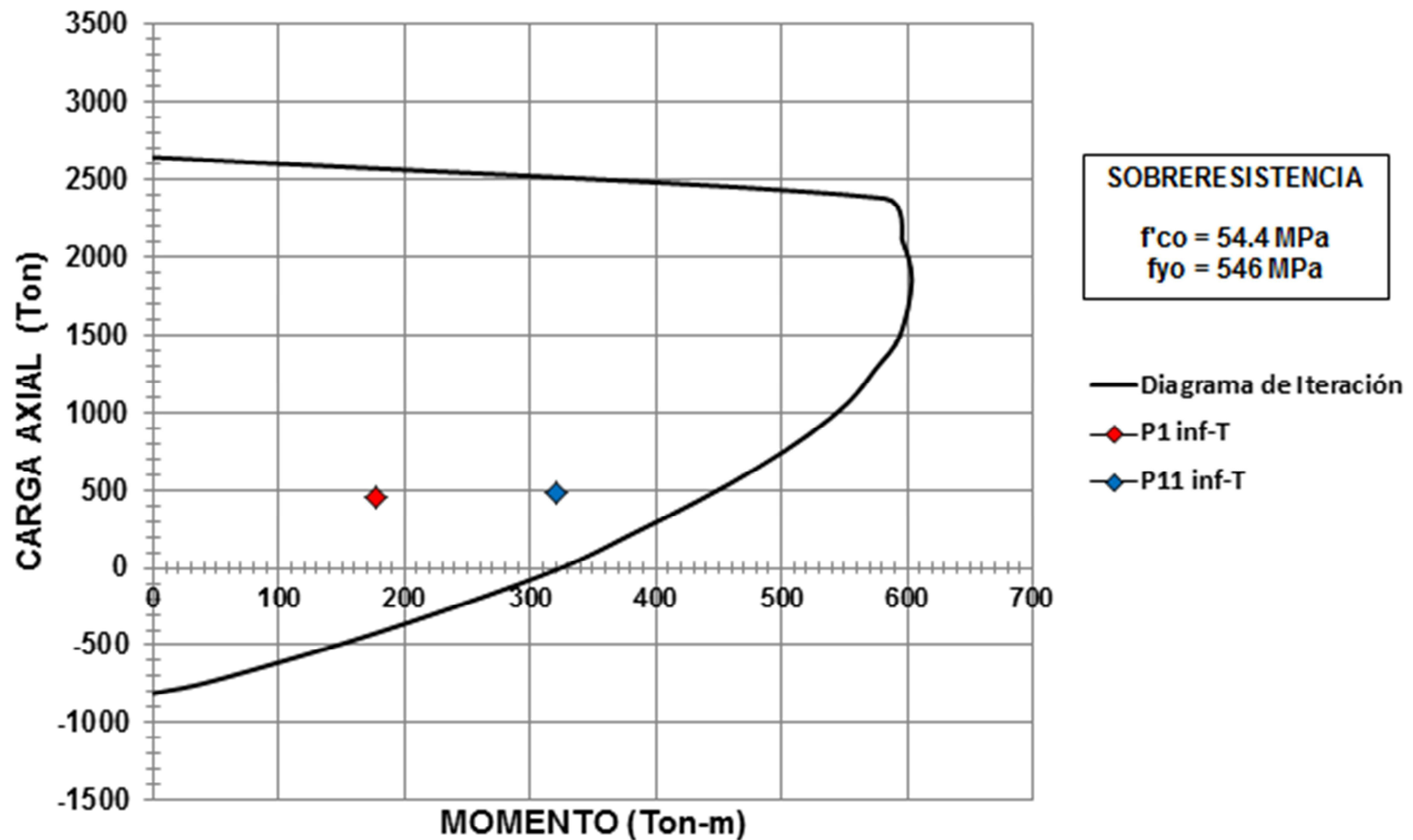
CONDICION: CARGA MUERTA + SISMO EN SENTIDO TRANSVERSAL

PILAS	SECCION	CARGA	UNIDADES	C.MUERTA+SISMO LONG.	PUNTO
P1	N1, N2	AXIAL	Ton	446.51	P1-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	177.50	
		CORTANTE	Ton	178.58	
	N4, N5	AXIAL	Ton	441.04	P1-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	340.40	
		CORTANTE	Ton	178.58	
P2	N1, N2	AXIAL	Ton	487.30	P2-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	374.94	
		CORTANTE	Ton	145.38	
	N4, N5	AXIAL	Ton	475.87	P2-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	506.06	
		CORTANTE	Ton	145.38	
P3	N1, N2	AXIAL	Ton	490.50	P3-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	373.17	
		CORTANTE	Ton	155.25	
	N4, N5	AXIAL	Ton	479.73	P3-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	513.33	
		CORTANTE	Ton	155.25	
P4	N1, N2	AXIAL	Ton	473.04	P4-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	361.40	
		CORTANTE	Ton	120.87	
	N4, N5	AXIAL	Ton	460.06	P4-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	470.21	
		CORTANTE	Ton	120.87	
P5	N1, N2	AXIAL	Ton	470.48	P5-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	364.40	
		CORTANTE	Ton	108.90	
	N4, N5	AXIAL	Ton	456.16	P5-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	462.19	
		CORTANTE	Ton	108.90	

P6	N1, N2	AXIAL	Ton	471.32	P6-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	363.29	
		CORTANTE	Ton	113.15	
	N4, N5	AXIAL	Ton	457.50	P6-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	464.98	
		CORTANTE	Ton	113.15	
P7	N1, N2	AXIAL	Ton	471.32	P7-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	363.29	
		CORTANTE	Ton	113.15	
	N4, N5	AXIAL	Ton	457.50	P7-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	464.98	
		CORTANTE	Ton	113.15	
P8	N1, N2	AXIAL	Ton	471.32	P8-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	363.29	
		CORTANTE	Ton	113.15	
	N4, N5	AXIAL	Ton	457.50	P8-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	464.98	
		CORTANTE	Ton	113.15	
P9	N1, N2	AXIAL	Ton	486.47	P9-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	374.76	
		CORTANTE	Ton	143.36	
	N4, N5	AXIAL	Ton	474.90	P9-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	504.04	
		CORTANTE	Ton	143.36	
P10	N1, N2	AXIAL	Ton	491.49	P10-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	370.76	
		CORTANTE	Ton	159.92	
	N4, N5	AXIAL	Ton	481.04	P10-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	515.22	
		CORTANTE	Ton	159.92	
P11	N1, N2	AXIAL	Ton	480.50	P11-inf-T
		MOMENTO	Ton-m	321.54	
		CORTANTE	Ton	176.03	
	N4, N5	AXIAL	Ton	471.89	P11-sup-T
		MOMENTO	Ton-m	481.14	
		CORTANTE	Ton	176.03	

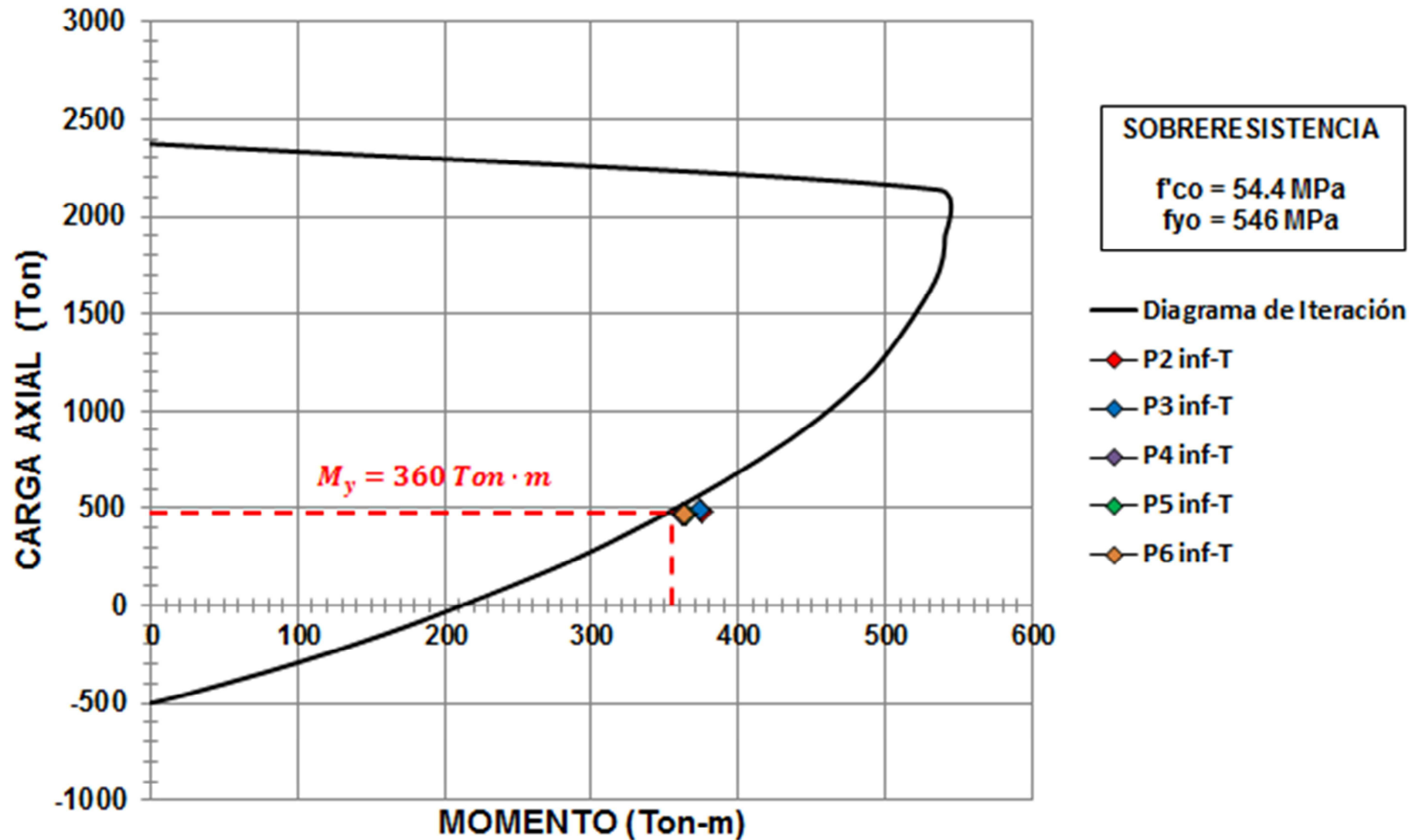
COLUMNA PROYECTO DE TESIS - PASO ELEVADO (PILA P1 & P11)
RESULTADOS DEL ANALISIS. CONDICION: CARGA MUERTA + SISMO EN SENTIDO
TRANSVERSAL

D=1000 mm; H=3730 mm; As=24 ϕ 28 mm; ρ =1.88%; Aros ϕ 16 mm c/90 mm; ϵ = 0.004



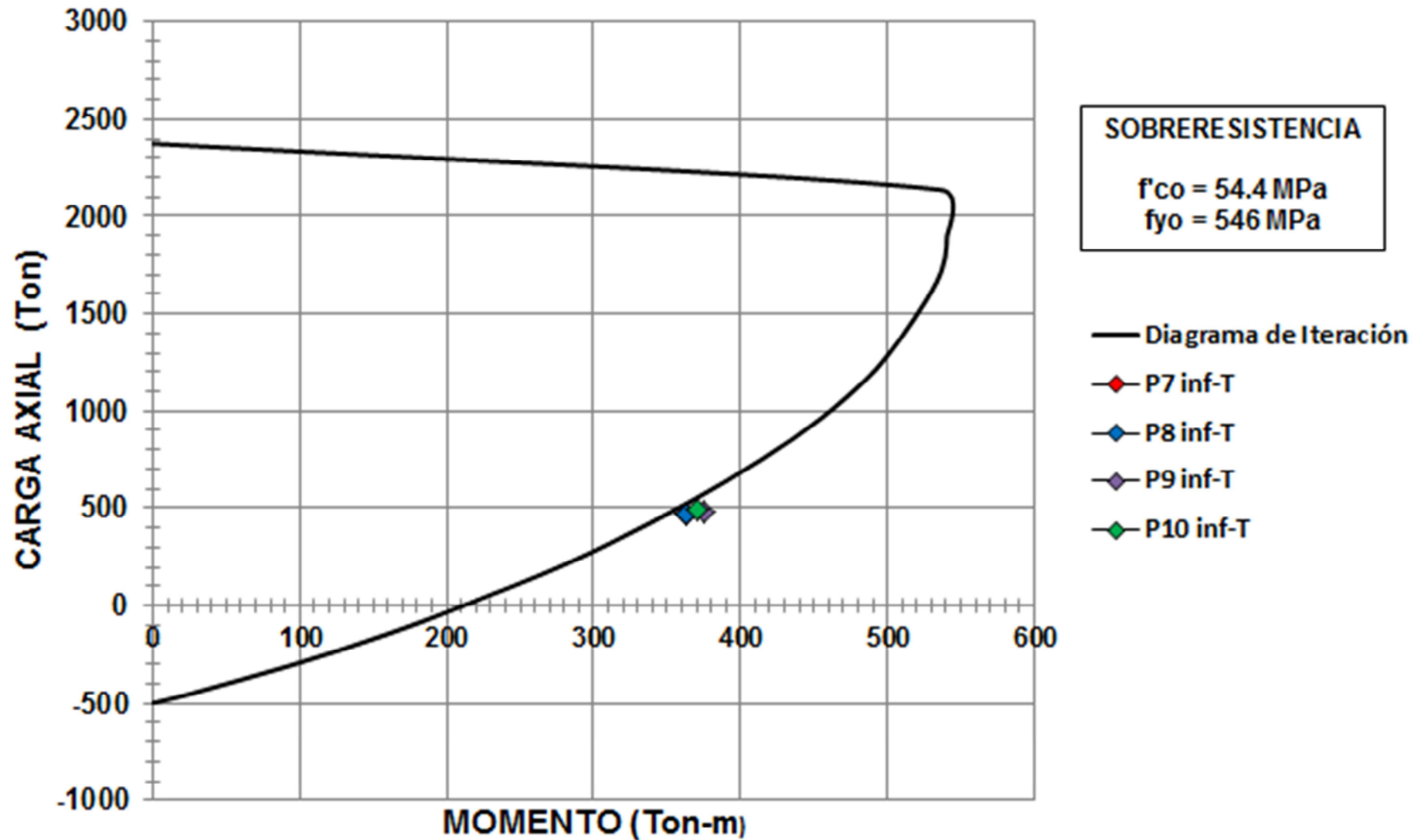
COLUMNA PROYECTO DE TESIS - PASO ELEVADO (PILA P2 a P6)
 RESULTADOS DEL ANALISIS. CONDICION: CARGA MUERTA + SISMO EN SENTIDO
 TRANSVERSAL

D=1000 mm; H=6650 mm; As=24 ϕ 22 mm; ρ =1.16%; Aros ϕ 16 mm c/90 mm; ϵ = 0.004



COLUMNA PROYECTO DE TESIS - PASO ELEVADO (PILA P7 a P10)
 RESULTADOS DEL ANALISIS. CONDICION: CARGA MUERTA + SISMO EN SENTIDO
 TRANSVERSAL

D=1000 mm; H=6650 mm; As=24 ϕ 22 mm; ρ =1.16%; Aros ϕ 16 mm c/90 mm; ϵ = 0.004



CAPÍTULO VII:

ANÁLISIS DINÁMICO

NO LINEAL

CAPÍTULO VII.

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

7.1 Introducción

Para la verificación del diseño de las pilas del puente se procederá a realizar un análisis dinámico no-lineal con el software de análisis estructural **RUAMOKO 2D**. En este programa se realizará un análisis transversal de la pila más alta (Pila P5) usando 3 registros de aceleración diferentes. Si los niveles de deformación de esta pila no exceden los calculados en el prediseño de las columnas (Δu), automáticamente se concluirá que el diseño de las demás pilas es satisfactorio.

7.2 Herramientas de análisis no-lineal

Entre las herramientas de análisis no lineal se encuentra el análisis tiempo-historia, en el cual se utiliza un registro de aceleraciones de un sismo en particular y provee una medición de la respuesta sísmica inelástica del puente a manera de tiempo-historia.

Para los análisis tiempo-historia de modelos de puentes se disponen de tres herramientas:

4. Integración paso a paso para la variable independiente t (tiempo)
5. Superposición en gráficos tiempo-historia modales normalizados
6. Evaluación de las contribuciones de respuesta que dependen de la frecuencia con transformación y superposición en el tiempo.

Los ***análisis modales tiempo-historia paso a paso*** se han empleado exitosamente en los análisis de respuesta dinámicos no lineales para modelos globales de puentes.

Para análisis tiempo-historia no lineal la carga y la respuesta son divididas en una secuencia de intervalos cortos de tiempo Δt durante el cual el sistema es linealizado o evaluado como un sistema lineal con las características del sistema que existen en el comienzo del intervalo de tiempo. Al final del intervalo Δt las propiedades del sistema son ajustadas para reflejar las nuevas fuerzas y estados de deformación internos en la forma de una nueva matriz tangente de rigidez la cual es usada durante el siguiente intervalo.

Debido a todas las incertidumbres del registro de aceleraciones, de los componentes estructurales y sus interacciones, las herramientas de análisis

de tiempo-historia deberían ser usadas al final de la evaluación sísmica del puente con el fin de verificar los estados límites para el diseño o evaluación.

7.3 Selección de los registros de aceleración

Una serie de registros sísmicos derivados de diferentes terremotos potenciales y modificados con la variabilidad de las condiciones del suelo locales pueden ser usados para proveer una base razonable para las mediciones de respuesta de diseño o evaluación.

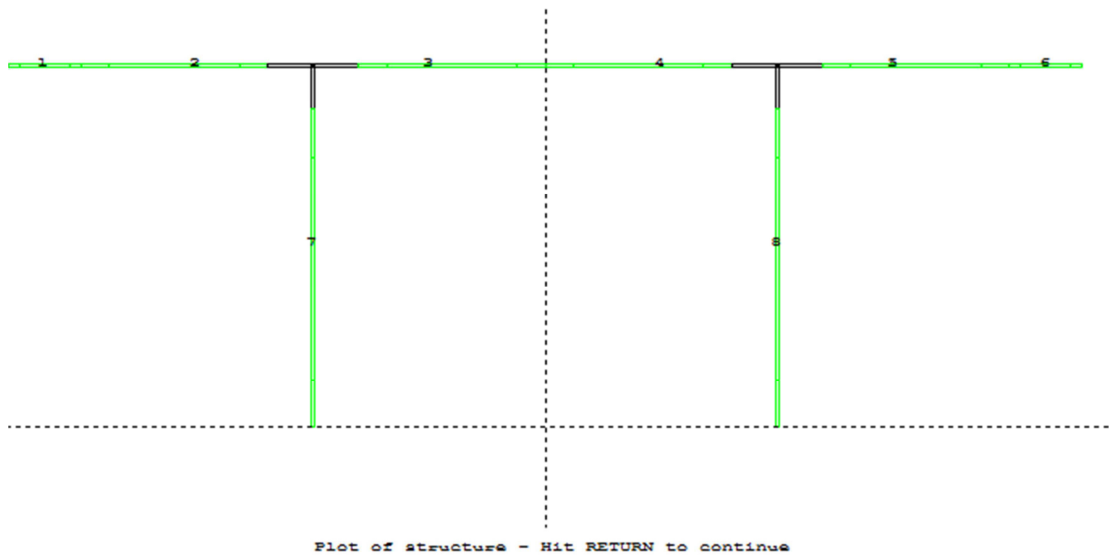
Para la verificación del diseño del puente se realizará un análisis tiempo-historia usando 3 registros de aceleración diferentes, los cuales son los siguientes:

Terremoto	Estación	Magnitud	Geología del Sitio
1. México 1985	Caleta de Campo	8.1	SUELO DURO
2. Valparaíso 1985	Melipilla	7.8	SUELO DURO
3. Perú 2007	Ica	8.0	SUELO DURO

La geología de estos lugares es compatible con el tipo de suelo escogido para el diseño de las pilas del puente de este proyecto de tesis.

7.4 Modelo analítico no-lineal de la pila

Para modelar la pila se usó una *estructura tipo FRAME* en dos dimensiones, compuesta de 9 nodos y 8 elementos. Se emplearon 4 tipos de secciones transversales, tres para representar la viga cabezal y una para las columnas.



7.5 Uso del programa de análisis no-lineal RUAMOKO

a) DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS

Análisis dinámico no lineal de pilas de un puente de hormigón armado mediante el uso de registros tiempo-historia.

b) OPCIONES PRINCIPALES DE ANÁLISIS

<i>IPANAL = 2</i>	Análisis dinámico tiempo-historia usando la constante de aceleración aproximada de Newmark.
<i>IFMT = 0</i>	Archivo post-procesador binario con la extensión .RES
<i>IPLAST = 1</i>	Análisis tiempo-historia inelástico
<i>IPCONM = 1</i>	Matriz de masa diagonal usada en análisis tiempo-historia.
<i>IPCTYPE = 1</i>	Tangent Stiffness Rayleigh Damping
<i>IPVERT = 0</i>	Sismo en dirección X.
<i>INGEO = 2</i>	Efectos P-Delta incluidos.
<i>IPNF = 0</i>	El análisis modal es realizado después del análisis estático.
<i>IZERO = 0</i>	All zero output is omitted.

<i>ORTHO</i> = 0	Chequeo de la ortogonalidad modal suprimido.
-------------------------	--

<i>IMODE</i> = 0	Uso del algoritmo de eigenvalores Householder QR.
-------------------------	---

c) PARÁMETROS DE CONTROL DE LA ESTRUCTURA

<i>NNP</i> = 9	Número de nodos.
-----------------------	------------------

<i>NMEMB</i> = 8	Número de elementos.
-------------------------	----------------------

<i>MTYPE</i> = 4	Número de secciones transversales.
-------------------------	------------------------------------

<i>M</i> = 3	Número de modos de deformación requeridos para el análisis modal.
---------------------	---

<i>MODE1</i> = 1	Número de modo en el cual se aplica la primera tasa de amortiguamiento.
-------------------------	---

<i>MODE2</i> = 3	Número de modo en el cual se aplica la segunda tasa de amortiguamiento.
-------------------------	---

<i>GRAV</i> = 9.81	Aceleración de la gravedad.
---------------------------	-----------------------------

<i>C1</i> = 5	Taza de amortiguamiento para el modo 1.
----------------------	---

<i>C2</i> = 5	Taza de amortiguamiento para el modo 2.
----------------------	---

<i>DT = 0.01</i>	Intervalo de tiempo.
-------------------------	----------------------

<i>TR = 67</i>	Duración del análisis tiempo-historia.
-----------------------	--

<i>FACTOR = 1</i>	Factor de escala para el registro tiempo-historia.
--------------------------	--

d) PARAMETROS DE CONTROL DEL ARCHIVO DE SALIDA

<i>KP = 0</i>	Intervalo de salida de datos del registro tiempo-historia.
----------------------	--

<i>KPA = 1</i>	Intervalo de salida de datos para el programa DYNAPLOT.
-----------------------	---

<i>KPLOT = 1</i>	Intervalo de ploteo de datos.
-------------------------	-------------------------------

<i>JOUT = 0</i>	Default.
------------------------	----------

<i>DSTORT = 1</i>	Default.
--------------------------	----------

<i>DFACT = 2</i>	Factor de escala del desplazamiento mostrado en la pantalla
-------------------------	---

<i>XMAX = 3</i>	Máximo desplazamiento en X mostrado en la pantalla.
------------------------	---

<i>YMAX = 3</i>	Máximo desplazamiento en Y mostrado en la pantalla.
------------------------	---

<i>NLEVEL = 1</i>	Número de niveles para el cálculo de derivas de entrepiso.
--------------------------	--

<i>NUP</i> = 2	Dirección vertical en sentido Y.
-----------------------	----------------------------------

<i>IRESID</i> = 1	Imprimir fuerzas y desplazamientos residuales al final del análisis.
--------------------------	--

<i>KDUMP</i> = 0	Salida suprimida de las matrices de masa y rigidez.
-------------------------	---

e) CONTROL DE ITERACIÓN Y VELOCIDADES DE ONDA

<i>MAXIT</i> = 5	Número máximo de ciclos de iteración Newton-Raphson por intervalo de tiempo.
-------------------------	--

<i>MAXCIT</i> = 3	Número máximo de ciclos de iteración para modelos de amortiguamiento.
--------------------------	---

<i>FTEST</i> = 0.001	Tolerancia para la fuerza de iteración.
-----------------------------	---

<i>WAVEX</i> = 0	Velocidad de onda en el sentido X (onda viajera).
-------------------------	---

<i>WAVEY</i> = 0	Velocidad de onda en el sentido Y (onda viajera).
-------------------------	---

<i>THETA</i> = 0	Ángulo del sismo con respecto a la estructura.
-------------------------	--

<i>XMAX</i> = 0	Máximo desplazamiento en X para terminar el análisis.
------------------------	---

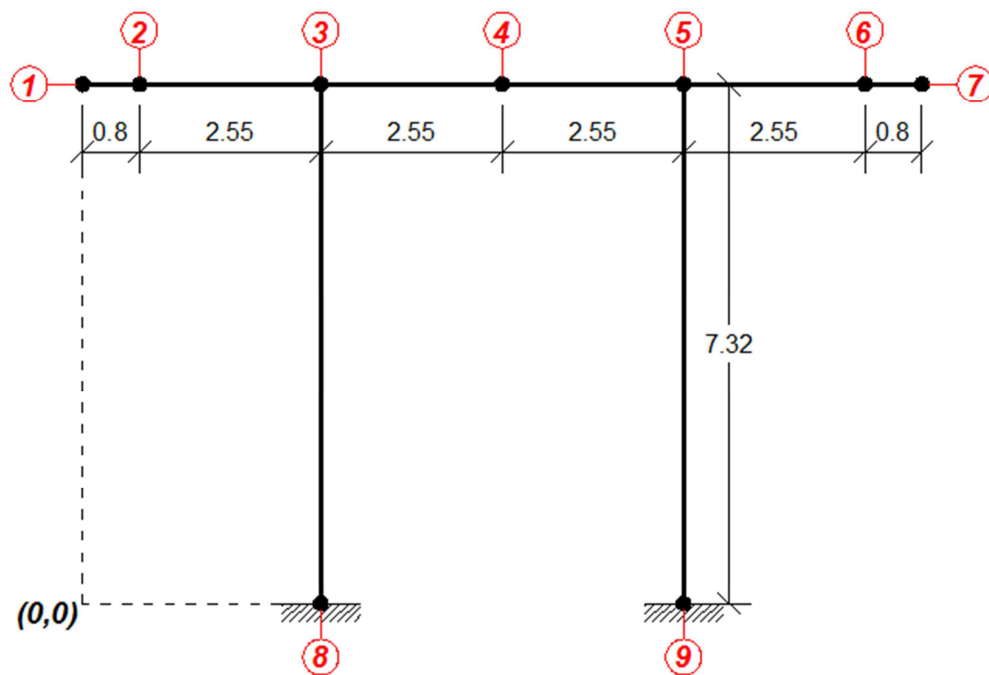
<i>YMAX</i> = 0	Máximo desplazamiento en Y para terminar el análisis.
------------------------	---

$D = 0$	No existe dispersión de onda viajera.
---------	---------------------------------------

$OMEGA = 0$	Frecuencia característica del sismo usada para la dispersión.
-------------	---

$F = 0.10$	Factor de escala para dispersión.
------------	-----------------------------------

f) COORDENADAS DE NODOS Y RESTRICCIONES



<i>N</i>	<i>X(N)</i>	<i>Y(N)</i>	<i>NF1</i>	<i>NF2</i>	<i>NF3</i>	<i>KUP1</i>	<i>KUP2</i>	<i>KUP3</i>	<i>IOUT</i>
1	0.00	7.59	0	0	0	0	0	0	0
2	0.80	7.59	0	0	0	0	0	0	0
3	3.35	7.59	0	0	0	0	0	0	0
4	5.90	7.59	0	0	0	0	0	0	0
5	8.45	7.59	0	0	0	0	0	0	0
6	11.0	7.59	0	0	0	0	0	0	0
7	11.8	7.59	0	0	0	0	0	0	0
8	3.35	0.00	1	1	1	0	0	0	0
9	8.45	0.00	1	1	1	0	0	0	0

N = Número de nodo

X(N) = Coordenada en X del nodo *N*

Y(N) = Coordenada en Y del nodo *N*

NF1 = Restricción en el sentido X

NF2 = Restricción en el sentido Y

NF3 = Restricción en el sentido Z

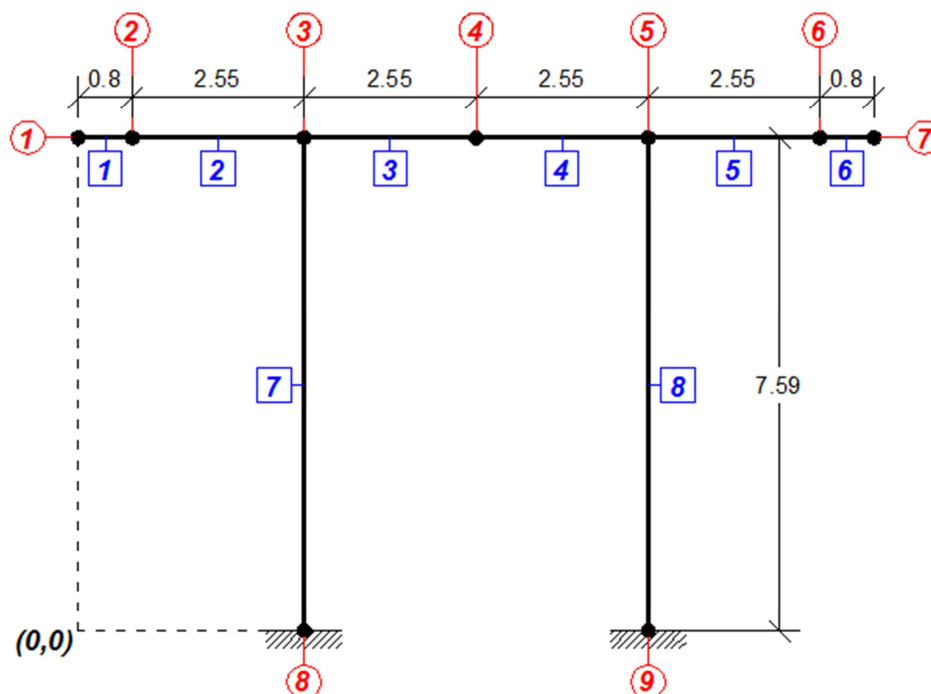
KUP1 = Acoplamiento de nodos en el sentido X

KUP2 = Acoplamiento de nodos en el sentido Y

KUP3 = Acoplamiento de nodos en el sentido Z

IOUT = Parámetro de control de salida de datos

g) TOPOLOGÍA DE ELEMENTOS – GEOMETRÍA



<i>N</i>	<i>MT</i>	<i>NODE 1</i>	<i>NODE 2</i>	<i>NODE 3</i>	<i>NODE 4</i>	<i>IOUT</i>
1	1	1	2	0	0	0
2	2	2	3	0	0	0
3	3	3	4	0	0	0
4	2	4	5	0	0	0
5	3	5	6	0	0	0
6	1	6	7	0	0	0
7	4	3	8	0	0	0
8	4	5	9	0	0	0

N = Número de nodo

MT = Número de sección transversal

NODE 1 = Número de nodo en el extremo 1 (*inicial*) del elemento

NODE 2 = Número de nodo en el extremo 2 (*final*) del elemento

NODE 3 = Número de nodo interno en el extremo 1

NODE 4 = Número de nodo interno en el extremo 2

IOUT = Parámetro de control de salida de datos

h) PROPIEDADES DE SECCIÓN

VIGA CABEZAL

<i>N</i>	<i>MTYPE</i>	<i>LABEL</i>
1	FRAME	VIGA CABEZAL
2	FRAME	VIGA CABEZAL
3	FRAME	VIGA CABEZAL

➤ PROPIEDADES DE SECCIÓN BÁSICAS

<i>ITYPE</i> = 1	One component (Gilberson) BEAM member.
-------------------------	---

<i>IPIN</i> = 0	Member built-in to join.
------------------------	--------------------------

<i>ICOND</i> = 0	No se aplican fuerzas iniciales en los elementos.
-------------------------	---

<i>IHYST</i> = 0	Regla de histéresis elástica.
-------------------------	-------------------------------

<i>ILOS</i> = 0	No existe reducción de resistencia.
------------------------	-------------------------------------

$IDAMG = 0$	No se calculan índices de daños.
-------------------------------	----------------------------------

$ICOL = 0$	Ductilidad de la columna calculada a partir del punto de fuerza axial balanceada.
------------------------------	---

$IGA = 0$	Deformación por cortante es elástica.
-----------------------------	---------------------------------------

$IDUCT = 0$	La rigidez flexionante permanece constante a manera que el momento de cedencia cambia.
-------------------------------	--

➤ **PROPIEDADES DE SECCIÓN ELÁSTICAS**

$E = 2828427.13 \text{ Ton/m}^2$	Módulo elástico.
--	------------------

$G = 1178511.3 \text{ Ton/m}^2$	Módulo de corte.
---	------------------

$A = 3.23 \text{ m}^2$	Área de la sección transversal del elemento.
--	--

$AS = 2.53 \text{ m}^2$	Área de corte efectiva.
---	-------------------------

$I = 1.574 \text{ m}^4$	Momento de inercia.
---	---------------------

$WGT = 46.31 \text{ Ton/m}$	Peso / unidad de longitud.
---	----------------------------

$END1 = 0.5$	Longitud de la zona rígida en el extremo 1.
--------------------------------	---

END2 = 0.5	Longitud de la zona rígida en el extremo 2.
-------------------	---

FJ1 = 0	Flexibilidad de la articulación en el extremo 1.
----------------	--

FJ2 = 0	Flexibilidad de la articulación en el extremo 2.
----------------	--

COLUMNAS

<i>N</i>	<i>MTYPE</i>	<i>LABEL</i>
4	FRAME	COLUMNAS

➤ **PROPIEDADES DE SECCIÓN BÁSICAS**

ITYPE = 2	Concrete BEAM-COLUMN member.
------------------	-------------------------------------

IPIN = 0	Member built-in to join.
-----------------	--------------------------

ICOND = 0	No se aplican fuerzas iniciales en los elementos.
------------------	---

IHYST = 1	Regla de histéresis elasto-plástica.
------------------	--------------------------------------

ILOS = 0	No existe reducción de resistencia.
-----------------	-------------------------------------

IDAMG = 0	No se calculan índices de daños.
------------------	----------------------------------

$ICOL = 0$	Ductilidad de la columna calculada a partir del punto de fuerza axial balanceada.
------------------------------	---

$IGA = 0$	Deformación por cortante es elástica.
-----------------------------	---------------------------------------

$IDUCT = 0$	La rigidez flexionante permanece constante a manera que el momento de cedencia cambia.
-------------------------------	--

➤ **PROPIEDADES DE SECCIÓN ELÁSTICAS**

$E = 2828427.13 \text{ Ton/m}^2$	Módulo elástico.
--	------------------

$G = 1178511.3 \text{ Ton/m}^2$	Módulo de corte.
---	------------------

$A = 0.7854 \text{ m}^2$	Área de la sección transversal del elemento.
--	--

$AS = 0.7069 \text{ m}^2$	Área de corte efectiva.
---	-------------------------

$I = 0.0211 \text{ m}^4$	Momento de inercia.
--	---------------------

$WGT = 1.88 \text{ Ton/m}$	Peso / unidad de longitud.
--	----------------------------

$END1 = 0.94$	Longitud de la zona rígida en el extremo 1.
---------------------------------	---

$END2 = 0$	Longitud de la zona rígida en el extremo 2.
------------------------------	---

$FJ1 = 0$	Flexibilidad de la articulación en el extremo 1.
-----------	--

$FJ2 = 0$	Flexibilidad de la articulación en el extremo 2.
-----------	--

➤ **PROPIEDADES INELÁSTICAS**

$RA = 0$	Factor bilineal – axial.
----------	--------------------------

$RF = 0.01$	Factor bilineal – flexión.
-------------	----------------------------

$H1 = 0.90$	Longitud de la articulación plástica en el extremo 1.
-------------	---

$H2 = 0.90$	Longitud de la articulación plástica en el extremo 2.
-------------	---

➤ **DATOS DEL DIAGRAMA DE ITERACIÓN**

$PYC = -2374.42 \text{ Ton}$	Fuerza axial de compresión de cedencia
------------------------------	--

$PB = -1899.54 \text{ Ton}$	Fuerza axial de compresión en el punto B
-----------------------------	--

$MB = 540.52 \text{ Ton} \cdot \text{m}$	Momento de cedencia en el punto B
--	-----------------------------------

$M1B = 497.5 \text{ Ton} \cdot \text{m}$	Momento de cedencia para $P = (2/3) * PB$
--	---

$M2B = 388.66 \text{ Ton} \cdot m$	Momento de cedencia para $P = (1/3) * PB$
------------------------------------	---

$MO = 211.30 \text{ Ton} \cdot m$	Momento de cedencia para $P = 0.0$
-----------------------------------	------------------------------------

$PYT = 498.13 \text{ Ton}$	Fuerza axial de tensión de cedencia
----------------------------	-------------------------------------

$IEND = 0$	Extremo 2 del elemento tiene el mismo gráfico de cedencia.
------------	--

i) PESOS*

N = Número de nodo

WX = Peso concentrado actuando en la dirección X

WY = Peso concentrado actuando en la dirección Y

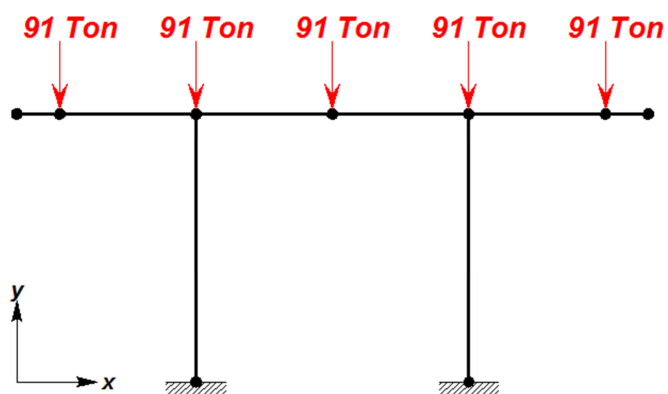
WZ = Peso concentrado actuando en la dirección Z

N	WX	WY	WZ
1	0	0	0
9	0	0	0

***Nota:** La masa debido a las cargas externas fue asignada en la sección anterior mediante la opción $WGT = 46.31 \text{ Ton}/m$.

j) CARGAS EXTERNAS NODALES

En esta sección se incluyen la descarga de la superestructura en la viga cabezal, con un valor de **91 Ton** en cada apoyo.



N = Número de nodo

FX = Carga estática en el nodo N en la dirección X

FY = Carga estática en el nodo N en la dirección Y

FZ = Carga estática en el nodo N en la dirección Z

N	FX	FY	FZ
1	0	0	0
2	0	-91	0
3	0	-91	0
4	0	-91	0
5	0	-91	0
6	0	-91	0
7	0	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0

Estas cargas no son consideradas para el análisis modal, solo para el análisis estático.

k) EARTHQUAKE

<i>IBERG = 5</i>	Registro en formato EXCEL
-------------------------	---------------------------

<i>ISTART = 1</i>	El número de la primera línea del registro que va a ser usado.
--------------------------	--

<i>DELTAT = 0.01</i>	Intervalo de los datos del registro.
-----------------------------	--------------------------------------

<i>SCALE = 1</i>	Factor de escala del registro.
-------------------------	--------------------------------

<i>END = 0</i>	End of file implies data error.
-----------------------	---------------------------------

<i>VEL = 0</i>	Velocidad inicial del terreno.
-----------------------	--------------------------------

<i>DIS = 0</i>	Desplazamiento inicial del terreno.
-----------------------	-------------------------------------

<i>TSCALE = 1</i>	Escala del tiempo para el registro.
--------------------------	-------------------------------------

7.6 Resultados del análisis dinámico no-lineal

a) SISMO DE PERÚ 2007

```

1          RRRR U  U  A  U  U MM  MM  OOO K  K  OOO
          R  R U  U  A A  U  U M M M M O  O K  K  O  O
          RRRR U  U  A  A  U  U M  M  M O  O KKKK  O  O
          R  R U  U  AAAAA U  U M      M O  O K  K  O  O
          R  R  UUU A      A  UUU M      M  OOO K  K  OOO

```

Inelastic Time-History Analysis of Two-Dimensional Framed Structures

Athol J. Carr, University of Canterbury, NEW ZEALAND

 COPYRIGHT (c) Athol J. Carr 1980-2007. All Rights Reserved.
 Compilation Date : 2 MAY 2007

Licensee: Version for IUSS book

DATE: 7 JUNE 2012 TIME 0:12: 5.64

STRUCTURE

 ANALISIS DINAMICO NO LINEAL DE PILA DE UN PUENTE DE HORMIGON ARMADO

ANALYSIS DETAILS

 Analysis Type : In-elastic Analysis
 Time Variation: Time-history - Newmark (Beta = 0.25)
 Mass Matrix : Diagonal Mass Model
 Damping Matrix: Rayleigh Damping & Tangent Stiffness
 Eigenvalues : Householder QR Algorithm
 Geometry Model: Simplified P-Delta Analysis
 Earthquake Excitation with 1 Accelerogram Components
 Binary post-processor (.RES) file

STRUCTURAL DATA

 Number of Space Dimensions 2
 Number of Equations per Node 3
 Number of Nodes 9
 No.Apparent Degrees of Freedom 27
 Number of Members 8
 Number of Member Sections 4
 Number of Mode Shapes Required 3
 Pictures of Displaced Frame YES
 Acceleration of Gravity 9.810
 % Critical Damping Mode 1 = 5.00
 % Critical Damping Mode 3 = 5.00

TIME-HISTORY DATA

```

-----
Excitation Time-step          0.01000 Seconds
Duration of Excitation        67.000 Seconds
Excitation Multiplier        1.000E+00
Print-file Output Interval    0 Time Steps
DYNAPLOT Output Interval     1 Time Steps
Stiffness Output Interval     0 Time Steps
ScreenPlot Output Interval    1 Time Steps
ScreenPlot Mutiplier          2.000
Max. X Displace.(Screen)      3.000
Max. Y Displace.(Screen)      3.000
Max. Cycles of Newton-Raphson 0
Max. Cycles Damping Iteration 0
Force Norm Limit              1.000E-03
Wave Velocity - X axis.        0.000E+00
Wave Velocity - Y axis.        0.000E+00
1st Quake component from X    0.000 Degrees

```

1NODE	POSITION OF NODES		NODE FIXITY			MASTER NODE			OUTPUT
No.	X Co-ord	Y Co-ord	X	Y	z	X	Y	z	Flag
1	0.0000E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
2	8.0000E-01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
3	3.3500E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
4	5.9000E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
5	8.4500E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
6	1.1000E+01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
7	1.1800E+01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
8	3.3500E+00	0.0000E+00	1	1	1	0	0	0	0
9	8.4500E+00	0.0000E+00	1	1	1	0	0	0	0

MEMBER	SECTION	NODE		NODE		OUTPUT
Number	Number	End1	End2	Inner1	Inner2	Flag
1	1	1	2	1	2	0
2	2	2	3	2	3	0
3	3	3	4	3	4	0
4	2	4	5	4	5	0
5	3	5	6	5	6	0
6	1	6	7	6	7	0
7	4	3	8	3	8	0
8	4	5	9	5	9	0

1

MEMBER PROPERTIES TABLE

=====

SECTION NUMBER	1	TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM	VIGA-CABEZAL

Elastic Modulus	=	2.828E+06	Shear Modulus = 1.179E+06
Cross Sectional Area. .	=	3.230E+00	Shear Area. = 2.530E+00
Moment of Inertia . . .	=	1.574E+00	Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
End-block Length End 1	=	0.000E+00	End-block Length End 2 = 0.000E+00
Joint Flexibility End 1	=	0.000E+00	Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
Perfect Hinge at End 1	=	NO	Perfect Hinge at End 2 = NO

Linear Elastic Hysteresis

SECTION NUMBER	2	TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM	VIGA-CABEZAL

Elastic Modulus	=	2.828E+06	Shear Modulus = 1.179E+06
Cross Sectional Area. .	=	3.230E+00	Shear Area. = 2.530E+00
Moment of Inertia . . .	=	1.574E+00	Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
End-block Length End 1	=	0.000E+00	End-block Length End 2 = 5.000E-01
Joint Flexibility End 1	=	0.000E+00	Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
Perfect Hinge at End 1	=	NO	Perfect Hinge at End 2 = NO

Linear Elastic Hysteresis

SECTION NUMBER	3	TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM	VIGA-CABEZAL

Elastic Modulus	=	2.828E+06	Shear Modulus = 1.179E+06
Cross Sectional Area. .	=	3.230E+00	Shear Area. = 2.530E+00
Moment of Inertia . . .	=	1.574E+00	Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
End-block Length End 1	=	5.000E-01	End-block Length End 2 = 0.000E+00
Joint Flexibility End 1	=	0.000E+00	Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
Perfect Hinge at End 1	=	NO	Perfect Hinge at End 2 = NO

Linear Elastic Hysteresis

SECTION NUMBER	4	TYPE=FRAME-CONCRETE COLUMN	COLUMNAS

Elastic Modulus	=	2.828E+06	Shear Modulus = 1.179E+06
Cross Sectional Area. .	=	7.854E-01	Shear Area. = 7.069E-01
Moment of Inertia . . .	=	2.110E-02	Weight/(Unit Length). . = 1.880E+00
End-block Length End 1	=	9.400E-01	End-block Length End 2 = 0.000E+00
Joint Flexibility End 1	=	0.000E+00	Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
Perfect Hinge at End 1	=	NO	Perfect Hinge at End 2 = NO
Bi-linear r Axial . . .	=	0.000E+00	Bi-linear r Flexure . . = 0.000E+00
Plas.Hinge Length End 1	=	9.000E-01	Plas.Hinge Length End 2 = 9.000E-01

Ductility uses Balance Point Axial Force

CONCRETE SECTION - END 1

Compression Yield . . .	=-2.374E+03		
Force PB.	=-1.900E+03	Moment at PB.	= 5.405E+02
Force 2*PB/3.	=-1.266E+03	Moment at 2*PB/3.	= 4.975E+02
Force at PB/3	=-6.332E+02	Moment at PB/3.	= 3.887E+02
Force at Axis	= 0.000E+00	Moment at Axis.	= 2.113E+02
Tension Yield	= 4.981E+02		

CONCRETE SECTION - END 2

Compression Yield . . .	=-2.374E+03		
Force PB.	=-1.900E+03	Moment at PB.	= 5.405E+02
Force 2*PB/3.	=-1.266E+03	Moment at 2*PB/3.	= 4.975E+02
Force at PB/3	=-6.332E+02	Moment at PB/3.	= 3.887E+02
Force at Axis	= 0.000E+00	Moment at Axis.	= 2.113E+02
Tension Yield	= 4.981E+02		

Elasto-plastic Hysteresis

1	LUMPED WEIGHT AT NODE		
Node	X-Weight	Y-Weight	Z-Rotatn
1	STATIC LOADING		
Node	X-Force	Y-Force	Z-Moment
2	0.000E+00	-9.100E+01	0.000E+00
3	0.000E+00	-9.100E+01	0.000E+00
4	0.000E+00	-9.100E+01	0.000E+00
5	0.000E+00	-9.100E+01	0.000E+00
6	0.000E+00	-9.100E+01	0.000E+00

1

EXCITATION COMPONENT 1 is in " EXCEL " FORMAT

In FILE: **ICA-PERU.EQE**

First Line Number. . =	1
Digitizing DT. . . . =	0.010
1/(Scale-Factor) . . =	1.000E+00
End-of-File in record implies Data Error	
Initial Velocity . . =	0.000
Initial Displacement=	0.000
Time Scale =	1.000

1FINAL TOTAL "LUMPED" NODAL WEIGHT

NODE	X-Axis	Y-Axis	Theta-Z
1	1.852E+01	1.852E+01	2.258E-01
2	7.757E+01	7.757E+01	7.539E+00
3	1.252E+02	1.252E+02	2.246E+01
4	1.181E+02	1.181E+02	1.463E+01
5	1.252E+02	1.252E+02	2.246E+01
6	7.757E+01	7.757E+01	7.539E+00
7	1.852E+01	1.852E+01	2.258E-01
Total	5.607E+02	5.607E+02	

1 STATIC SOLUTION

NODE	X-Disp.	Y-Disp.	Z-Rotn.		
1	-1.671E-07	-1.082E-03	1.161E-04		
2	-1.671E-07	-9.888E-04	1.161E-04		
3	-1.671E-07	-6.810E-04	7.314E-05		
4	5.430E-11	-6.081E-04	-1.924E-11		
5	1.672E-07	-6.810E-04	-7.314E-05		
6	1.672E-07	-9.888E-04	-1.161E-04		
7	1.672E-07	-1.082E-03	-1.161E-04		

MEMBER	Force-Ax	Moment-1	Moment-2	Shear-1	Shear-2
1	0.000E+00	-4.057E-13	-4.993E-13	1.170E-13	1.170E-13
2	0.000E+00	-3.482E-13	-1.865E+02	9.100E+01	9.100E+01
3	7.447E-01	-2.055E+02	-1.122E+02	-4.550E+01	-4.550E+01
4	7.447E-01	-1.122E+02	-2.055E+02	4.550E+01	4.550E+01
5	4.718E-16	-1.866E+02	3.268E-13	-9.100E+01	-9.100E+01
6	3.023E-16	5.409E-13	6.658E-13	-1.561E-13	-1.561E-13
7	-2.275E+02	-3.133E+00	1.820E+00	-7.447E-01	-7.447E-01
8	-2.275E+02	3.133E+00	-1.820E+00	7.447E-01	7.447E-01

1 NATURAL FREQUENCIES

MODE	Frequency	Period	% Damping	Damped Freq
1	1.422E+00	7.033E-01	5.000E+00	1.420E+00
2	1.175E+01	8.513E-02	3.980E+00	1.174E+01
3	1.573E+01	6.359E-02	5.000E+00	1.571E+01
4	2.512E+01	3.981E-02	7.584E+00	2.505E+01
5	6.319E+01	1.583E-02	1.853E+01	6.209E+01
6	6.355E+01	1.574E-02	1.863E+01	6.244E+01
7	8.736E+01	1.145E-02	2.555E+01	8.446E+01
8	1.195E+02	8.370E-03	3.489E+01	1.120E+02
9	1.576E+02	6.344E-03	4.600E+01	1.400E+02
10	1.826E+02	5.475E-03	5.330E+01	1.545E+02
11	1.876E+02	5.330E-03	5.474E+01	1.570E+02
12	1.878E+02	5.325E-03	5.479E+01	1.571E+02
13	3.255E+02	3.072E-03	9.493E+01	1.023E+02
14	3.334E+02	2.999E-03	9.723E+01	7.787E+01
15	3.472E+02	2.880E-03	1.013E+02	Complex
16	4.392E+02	2.277E-03	1.281E+02	Complex
17	4.392E+02	2.277E-03	1.281E+02	Complex
18	4.479E+02	2.233E-03	1.306E+02	Complex
19	4.479E+02	2.233E-03	1.306E+02	Complex
20	2.627E+03	3.807E-04	7.659E+02	Complex
21	2.627E+03	3.807E-04	7.659E+02	Complex

MEMBER	Force-Ax	Moment-1	Moment-2	Shear-1	Shear-2
1	-1.084E-01	6.092E-05	2.066E-02	-2.575E-02	-2.575E-02
2	-5.624E-01	2.269E-02	-1.863E+02	9.088E+01	9.088E+01
3	-1.178E+01	-2.505E+02	-1.679E+02	-4.032E+01	-4.032E+01
4	-1.247E+01	-1.679E+02	-2.718E+02	5.068E+01	5.068E+01
5	5.624E-01	-1.868E+02	-2.269E-02	-9.112E+01	-9.112E+01
6	1.084E-01	-2.066E-02	-6.092E-05	-2.575E-02	-2.575E-02
7	-2.221E+02	3.100E+01	-3.219E+01	9.501E+00	9.501E+00
8	-2.329E+02	-5.232E+01	5.032E+01	-1.543E+01	-1.543E+01

1

MAXIMUM VALUES OBTAINED IN ANALYSIS

		NODES			

		POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
		-----		-----	
NODE		DISPLACEMENT	TIME	DISPLACEMENT	TIME
1	Delta-X	9.220E-02	18.130	-4.323E-02	17.690
1	Delta-Y	2.597E-04	17.920	-2.628E-03	18.400
1	Theta-Z	4.272E-04	18.400	-1.353E-04	17.920
2	Delta-X	9.220E-02	18.130	-4.323E-02	17.690
2	Delta-Y	1.509E-04	17.920	-2.286E-03	18.400
2	Theta-Z	4.270E-04	18.400	-1.351E-04	17.920
3	Delta-X	9.219E-02	18.130	-4.323E-02	17.690
3	Delta-Y	-1.818E-04	17.920	-1.185E-03	18.400
3	Theta-Z	3.785E-04	18.400	-1.722E-04	17.920
4	Delta-X	9.220E-02	18.130	-4.323E-02	17.690
4	Delta-Y	-5.575E-04	18.420	-6.081E-04	0.000
4	Theta-Z	2.060E-04	18.400	-2.024E-04	17.920
5	Delta-X	9.219E-02	18.130	-4.323E-02	17.690
5	Delta-Y	-1.740E-04	18.400	-1.175E-03	17.920
5	Theta-Z	1.770E-04	18.400	-3.743E-04	17.920
6	Delta-X	9.220E-02	18.130	-4.324E-02	17.690
6	Delta-Y	1.722E-04	18.400	-2.264E-03	17.920
6	Theta-Z	1.404E-04	18.400	-4.223E-04	17.920
7	Delta-X	9.220E-02	18.130	-4.324E-02	17.690
7	Delta-Y	2.853E-04	18.400	-2.602E-03	17.920
7	Theta-Z	1.406E-04	18.400	-4.224E-04	17.920

1

MEMBERS

MEMBER	POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
	ACTION	TIME	ACTION	TIME
1 Force-Ax	5.864E+00	18.380	-5.841E+00	17.900
1 Moment-1	5.531E-03	18.450	-4.651E-03	18.580
1 Moment-2	1.870E+00	17.920	-1.748E+00	18.400
1 Shear-1	2.180E+00	18.400	-2.331E+00	17.920
1 Shear-2	2.180E+00	18.400	-2.331E+00	17.920
2 Force-Ax	3.042E+01	18.380	-3.030E+01	17.900
2 Moment-1	2.034E+00	17.920	-1.897E+00	18.400
2 Moment-2	-1.632E+02	17.920	-2.087E+02	18.400
2 Shear-1	1.009E+02	18.400	8.060E+01	17.920
2 Shear-2	1.009E+02	18.400	8.060E+01	17.920
3 Force-Ax	1.595E+01	16.550	-3.288E+01	18.410
3 Moment-1	5.357E+01	16.560	-5.829E+02	18.410
3 Moment-2	-1.122E+02	16.290	-1.825E+02	18.420
3 Shear-1	1.057E+02	17.910	-1.978E+02	18.400
3 Shear-2	1.057E+02	17.910	-1.978E+02	18.400
4 Force-Ax	1.169E+01	16.270	-3.226E+01	17.930
4 Moment-1	-1.122E+02	16.550	-1.826E+02	18.420
4 Moment-2	4.850E+01	18.390	-5.790E+02	17.930
4 Shear-1	1.972E+02	17.910	-1.066E+02	18.410
4 Shear-2	1.972E+02	17.910	-1.066E+02	18.410
5 Force-Ax	3.031E+01	17.900	-3.042E+01	18.380
5 Moment-1	-1.611E+02	18.400	-2.066E+02	17.920
5 Moment-2	2.227E+00	18.400	-1.716E+00	17.920
5 Shear-1	-7.965E+01	18.400	-9.993E+01	17.920
5 Shear-2	-7.965E+01	18.400	-9.993E+01	17.920
6 Force-Ax	5.843E+00	17.900	-5.865E+00	18.380
6 Moment-1	2.035E+00	18.400	-1.587E+00	17.920
6 Moment-2	5.921E-03	18.400	-4.237E-03	18.790
6 Shear-1	2.536E+00	18.400	-1.979E+00	17.920
6 Shear-2	2.536E+00	18.400	-1.979E+00	17.920
7 Force-Ax	-6.072E+01	17.920	-3.959E+02	18.400
7 Moment-1	3.304E+02	18.400	-2.465E+02	17.960
7 Moment-2	2.465E+02	17.960	-3.304E+02	18.400
7 Shear-1	9.936E+01	18.400	-7.415E+01	17.960
7 Shear-2	9.936E+01	18.400	-7.415E+01	17.960
8 Force-Ax	-5.812E+01	18.400	-3.925E+02	17.920
8 Moment-1	2.473E+02	18.450	-3.295E+02	17.920
8 Moment-2	3.295E+02	17.920	-2.473E+02	18.450
8 Shear-1	7.438E+01	18.450	-9.909E+01	17.920
8 Shear-2	7.438E+01	18.450	-9.909E+01	17.920

1

MAXIMUM MEMBER DEFORMATIONS

MEMBER	POSITIVE ENVELOPE			NEGATIVE ENVELOPE		
	DEFORMATION	FORCE	TIME	DEFORMATION	FORCE	TIME
1 Strain-x	5.135E-07	5.864E+00	18.380	-5.115E-07	-5.841E+00	17.900
1 Curve-1	1.242E-09	5.531E-03	18.450	-1.045E-09	-4.651E-03	18.580
1 Curve-2	4.199E-07	1.870E+00	17.920	-3.927E-07	-1.748E+00	18.400
2 Strain-x	6.826E-06	3.042E+01	18.380	-6.799E-06	-3.030E+01	17.900
2 Curve-1	4.568E-07	2.034E+00	17.920	-4.260E-07	-1.897E+00	18.400
2 Curve-2	-3.666E-05	-1.632E+02	17.920	-4.688E-05	-2.087E+02	18.400
3 Strain-x	3.578E-06	1.595E+01	16.550	-7.379E-06	-3.288E+01	18.410
3 Curve-1	1.203E-05	5.357E+01	16.560	-1.309E-04	-5.829E+02	18.410
3 Curve-2	-2.520E-05	-1.122E+02	16.290	-4.100E-05	-1.825E+02	18.420
4 Strain-x	2.623E-06	1.169E+01	16.270	-7.238E-06	-3.226E+01	17.930
4 Curve-1	-2.520E-05	-1.122E+02	16.550	-4.101E-05	-1.826E+02	18.420
4 Curve-2	1.089E-05	4.850E+01	18.390	-1.300E-04	-5.790E+02	17.930
5 Strain-x	6.801E-06	3.031E+01	17.900	-6.827E-06	-3.042E+01	18.380
5 Curve-1	-3.618E-05	-1.611E+02	18.400	-4.640E-05	-2.066E+02	17.920
5 Curve-2	5.003E-07	2.227E+00	18.400	-3.854E-07	-1.716E+00	17.920
6 Strain-x	5.116E-07	5.843E+00	17.900	-5.136E-07	-5.865E+00	18.380
6 Curve-1	4.571E-07	2.035E+00	18.400	-3.566E-07	-1.587E+00	17.920
6 Curve-2	1.330E-09	5.921E-03	18.400	-9.517E-10	-4.237E-03	18.790
7 Strain-x	-1.818E-04	-6.072E+01	17.920	-1.185E-03	-3.959E+02	18.400
7 Curve-1	5.542E-03	3.209E+02	17.690	-1.318E-02	-2.416E+02	18.130
7 Curve-2	1.329E-02	2.416E+02	18.130	-5.554E-03	-3.209E+02	17.690
8 Strain-x	-1.740E-04	-5.812E+01	18.400	-1.175E-03	-3.925E+02	17.920
8 Curve-1	5.834E-03	2.427E+02	17.690	-1.288E-02	-3.208E+02	18.130
8 Curve-2	1.299E-02	3.208E+02	18.130	-5.855E-03	-2.427E+02	17.690

1

ANALYSIS STATISTICS

=====

Structural Data:

Number of Nodal Points	9
Number NOMINAL Degrees of Freedom	27
Number Static Degrees of Freedom	21
Number Dynamic Degrees of Freedom (with mass)	21

Renumbering of Degrees of Freedom:

Original Stiffness Profile Length	96
Optimum Stiffness Profile Length	96
RMS Semi-Bandwidth of Stiffness matrix.	4.7

Memory Data REAL words (@ 4 Bytes/INTEGER):

Number of INTEGERS per REAL word.	2
Static Stiffness Matrix Size	96
Damping Matrix Size	96
Mass Matrix Size	21
Flexibility Matrix-Modal Analysis	231
Excitation Data (Accelerograms)	6701
INTEGER Words of Memory Used	15868
INTEGER Words of Memory Available	30000

Scratch Disk Data:

Number of Disk Segments Used	93
Number of INTEGERS/(Disk Segment)	128

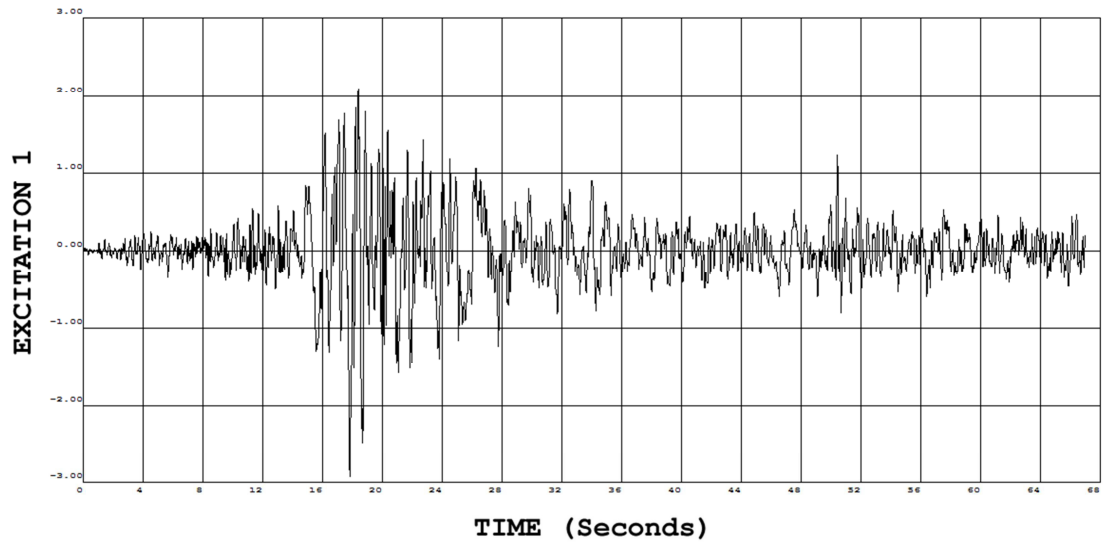
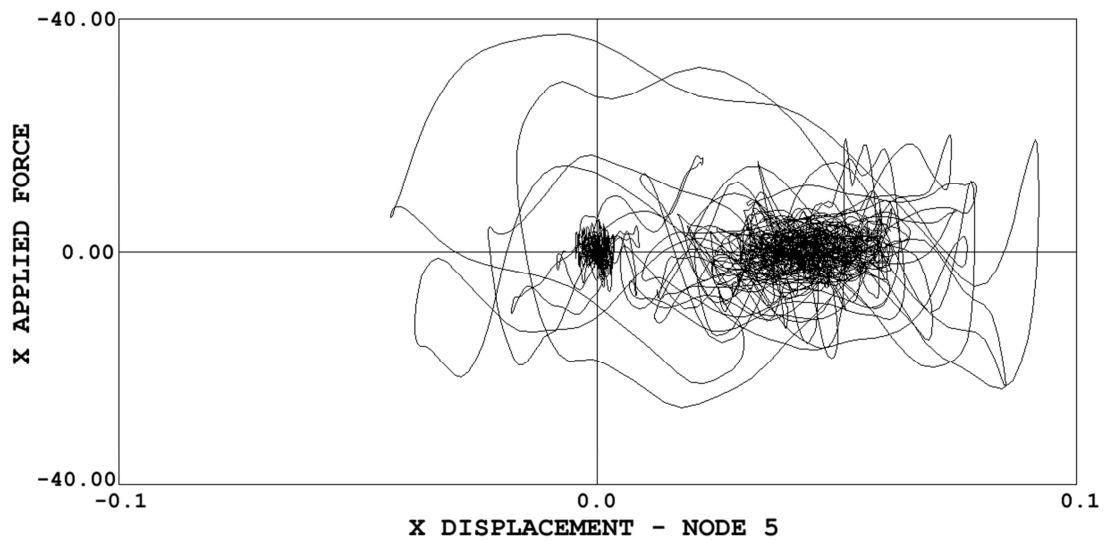
Newton-Raphson Iteration:

Number of Excitation Time-steps	6700
Number of Excitation Points	6700
Number of Different Stiffnesses	32
Number of steps with iteration	0
Total number of N-R iterations	0

Data to DYNAPLOT post-processor file:

File Name: PILA5.RES	
Number of Nodal Points	9
Number of Members.	8
Time Step (Time units)	1.000E-02

DATE: 7 JUNE 2012 TIME 0:17:30.66

REGISTRO DE ACELERACIONES SISMO DE PERÚ 2007**GRÁFICO DE HISTÉRESIS DEL NODO 5**

DESPLAZAMIENTO DEL NODO 5

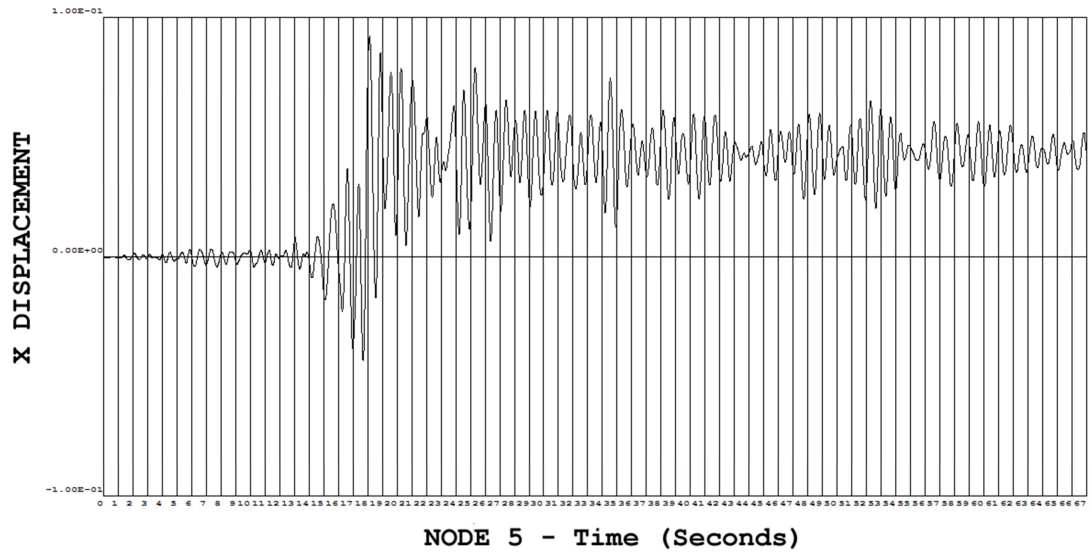
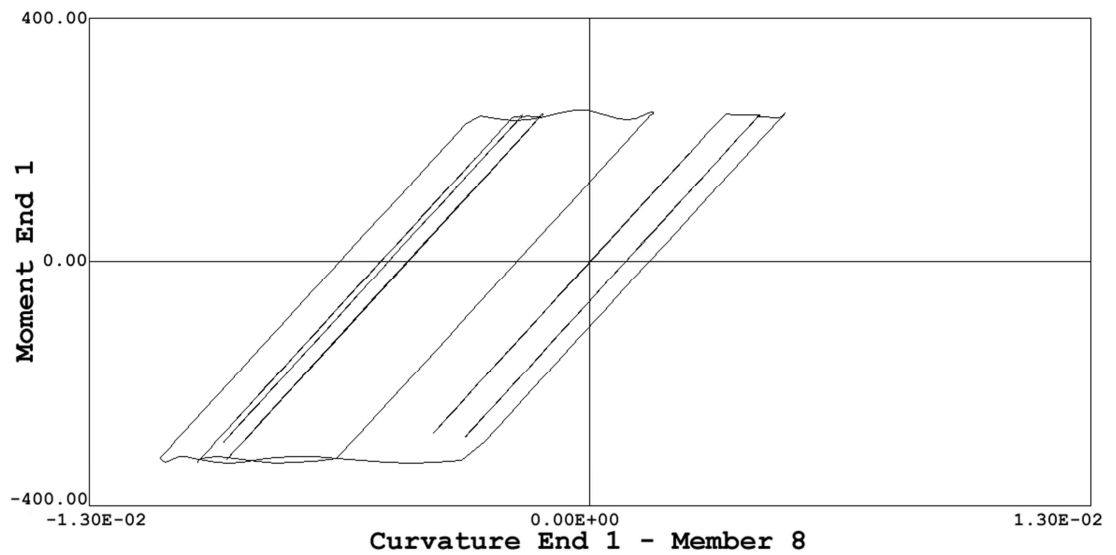


DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DEL ELEMENTO 8



b) SISMO DE MÉXICO 1985

```

1          RRRR  U   U   A   U   U MM   MM  OOO  K   K  OOO
          R   R U   U   A A   U   U M M M M O   O K   K  O   O
          RRRR  U   U   A   A   U   U M   M   M O   O KKKK  O   O
          R   R U   U   AAAAA  U   U M           M O   O K   K  O   O
          R   R  UUU  A       A  UUU  M           M  OOO  K   K  OOO

```

Inelastic Time-History Analysis of Two-Dimensional Framed Structures

Athol J. Carr, University of Canterbury, NEW ZEALAND

 COPYRIGHT (c) Athol J. Carr 1980-2007. All Rights Reserved.
 Compilation Date : 2 MAY 2007

Licensee: Version for IUSS book

DATE: 11 JUNE 2012 TIME 15:18:26.25

STRUCTURE

 ANALISIS DINAMICO NO LINEAL DE PILA DE UN PUENTE DE HORMIGON ARMADO

ANALYSIS DETAILS

 Analysis Type : In-elastic Analysis
 Time Variation: Time-history - Newmark (Beta = 0.25)
 Mass Matrix : Diagonal Mass Model
 Damping Matrix: Rayleigh Damping & Tangent Stiffness
 Eigenvalues : Householder QR Algorithm
 Geometry Model: Simplified P-Delta Analysis
 Earthquake Excitation with 1 Accelerogram Components
 Binary post-processor (.RES) file

STRUCTURAL DATA

 Number of Space Dimensions 2
 Number of Equations per Node 3
 Number of Nodes 9
 No.Apparent Degrees of Freedom 27
 Number of Members 8
 Number of Member Sections 4
 Number of Mode Shapes Required 3
 Pictures of Displaced Frame YES
 Acceleration of Gravity 9.810
 % Critical Damping Mode 1 = 5.00
 % Critical Damping Mode 3 = 5.00

TIME-HISTORY DATA

```

-----
Excitation Time-step          0.00500 Seconds
Duration of Excitation        50.000 Seconds
Excitation Multiplier         1.000E+00
Print-file Output Interval    0 Time Steps
DYNAPLOT Output Interval      1 Time Steps
Stiffness Output Interval     0 Time Steps
ScreenPlot Output Interval    1 Time Steps
ScreenPlot Mutiplier          2.000
Max. X Displace.(Screen)      3.000
Max. Y Displace.(Screen)      3.000
Max. Cycles of Newton-Raphson 0
Max. Cycles Damping Iteration 0
Force Norm Limit              1.000E-03
Wave Velocity - X axis.       0.000E+00
Wave Velocity - Y axis.       0.000E+00
1st Quake component from X    0.000 Degrees

```

1NODE	POSITION OF NODES		NODE FIXITY			MASTER NODE			OUTPUT
No.	X Co-ord	Y Co-ord	X	Y	z	X	Y	z	Flag
1	0.0000E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
2	8.0000E-01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
3	3.3500E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
4	5.9000E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
5	8.4500E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
6	1.1000E+01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
7	1.1800E+01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
8	3.3500E+00	0.0000E+00	1	1	1	0	0	0	0
9	8.4500E+00	0.0000E+00	1	1	1	0	0	0	0

MEMBER	SECTION	NODE	NODE	NODE	NODE	OUTPUT
Number	Number	End1	End2	Inner1	Inner2	Flag
1	1	1	2	1	2	0
2	2	2	3	2	3	0
3	3	3	4	3	4	0
4	2	4	5	4	5	0
5	3	5	6	5	6	0
6	1	6	7	6	7	0
7	4	3	8	3	8	0
8	4	5	9	5	9	0

1

MEMBER PROPERTIES TABLE

=====

```

OSECTION NUMBER      1 TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM      VIGA-CABEZAL
-----
Elastic Modulus . . . . = 2.828E+06      Shear Modulus . . . . . = 1.179E+06
Cross Sectional Area. . = 3.230E+00      Shear Area. . . . . = 2.530E+00
Moment of Inertia . . . = 1.574E+00      Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
End-block Length End 1 = 0.000E+00      End-block Length End 2 = 0.000E+00
Joint Flexibility End 1 = 0.000E+00      Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
Perfect Hinge at End 1 =          NO      Perfect Hinge at End 2 =          NO

```

Linear Elastic Hysteresis

```

OSECTION NUMBER      2 TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM      VIGA-CABEZAL
-----
Elastic Modulus . . . . = 2.828E+06      Shear Modulus . . . . . = 1.179E+06
Cross Sectional Area. . = 3.230E+00      Shear Area. . . . . = 2.530E+00
Moment of Inertia . . . = 1.574E+00      Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
End-block Length End 1 = 0.000E+00      End-block Length End 2 = 5.000E-01
Joint Flexibility End 1 = 0.000E+00      Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
Perfect Hinge at End 1 =          NO      Perfect Hinge at End 2 =          NO

```

Linear Elastic Hysteresis

```

OSECTION NUMBER      3 TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM      VIGA-CABEZAL
-----
Elastic Modulus . . . . = 2.828E+06      Shear Modulus . . . . . = 1.179E+06
Cross Sectional Area. . = 3.230E+00      Shear Area. . . . . = 2.530E+00
Moment of Inertia . . . = 1.574E+00      Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
End-block Length End 1 = 5.000E-01      End-block Length End 2 = 0.000E+00
Joint Flexibility End 1 = 0.000E+00      Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
Perfect Hinge at End 1 =          NO      Perfect Hinge at End 2 =          NO

```

Linear Elastic Hysteresis

```

OSECTION NUMBER      4 TYPE=FRAME-CONCRETE COLUMN      COLUMNAS
-----
Elastic Modulus . . . . = 2.828E+06      Shear Modulus . . . . . = 1.179E+06
Cross Sectional Area. . = 7.854E-01      Shear Area. . . . . = 7.069E-01
Moment of Inertia . . . = 2.110E-02      Weight/(Unit Length). . = 1.880E+00
End-block Length End 1 = 9.400E-01      End-block Length End 2 = 0.000E+00
Joint Flexibility End 1 = 0.000E+00      Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
Perfect Hinge at End 1 =          NO      Perfect Hinge at End 2 =          NO
Bi-linear r Axial . . . = 0.000E+00      Bi-linear r Flexure . . = 0.000E+00
Plas.Hinge Length End 1 = 9.000E-01      Plas.Hinge Length End 2 = 9.000E-01

```

Ductility uses Balance Point Axial Force

CONCRETE SECTION - END 1

Compression Yield . . .	=-2.374E+03		
Force PB.	=-1.900E+03	Moment at PB.	= 5.405E+02
Force 2*PB/3.	=-1.266E+03	Moment at 2*PB/3.	= 4.975E+02
Force at PB/3	=-6.332E+02	Moment at PB/3.	= 3.887E+02
Force at Axis	= 0.000E+00	Moment at Axis.	= 2.113E+02
Tension Yield	= 4.981E+02		

CONCRETE SECTION - END 2

Compression Yield . . .	=-2.374E+03		
Force PB.	=-1.900E+03	Moment at PB.	= 5.405E+02
Force 2*PB/3.	=-1.266E+03	Moment at 2*PB/3.	= 4.975E+02
Force at PB/3	=-6.332E+02	Moment at PB/3.	= 3.887E+02
Force at Axis	= 0.000E+00	Moment at Axis.	= 2.113E+02
Tension Yield	= 4.981E+02		

Elasto-plastic Hysteresis

```

1          LUMPED WEIGHT AT NODE
  Node      X-Weight  Y-Weight  Z-Rotatn
1          STATIC LOADING
  Node      X-Force   Y-Force   Z-Moment
    2      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
    3      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
    4      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
    5      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
    6      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
1

```

EXCITATION COMPONENT 1 is in " EXCEL " FORMAT

In FILE: **CALETA.EQE**

First Line Number. . = 1
Digitizing DT. . . . = 0.005
1/(Scale-Factor) . . = 1.000E+00
End-of-File in record implies Data Error
Initial Velocity . . = 0.000
Initial Displacement = 0.000
Time Scale = 1.000

1FINAL TOTAL "LUMPED" NODAL WEIGHT

NODE	X-Axis	Y-Axis	Theta-Z
1	1.852E+01	1.852E+01	2.258E-01
2	7.757E+01	7.757E+01	7.539E+00
3	1.252E+02	1.252E+02	2.246E+01
4	1.181E+02	1.181E+02	1.463E+01
5	1.252E+02	1.252E+02	2.246E+01
6	7.757E+01	7.757E+01	7.539E+00
7	1.852E+01	1.852E+01	2.258E-01
Total	5.607E+02	5.607E+02	

1 STATIC SOLUTION

NODE	X-Disp.	Y-Disp.	Z-Rotn.		
1	-1.671E-07	-1.082E-03	1.161E-04		
2	-1.671E-07	-9.888E-04	1.161E-04		
3	-1.671E-07	-6.810E-04	7.314E-05		
4	5.430E-11	-6.081E-04	-1.924E-11		
5	1.672E-07	-6.810E-04	-7.314E-05		
6	1.672E-07	-9.888E-04	-1.161E-04		
7	1.672E-07	-1.082E-03	-1.161E-04		
MEMBER	Force-Ax	Moment-1	Moment-2	Shear-1	Shear-2
1	0.000E+00	-4.057E-13	-4.993E-13	1.170E-13	1.170E-13
2	0.000E+00	-3.482E-13	-1.865E+02	9.100E+01	9.100E+01
3	7.447E-01	-2.055E+02	-1.122E+02	-4.550E+01	-4.550E+01
4	7.447E-01	-1.122E+02	-2.055E+02	4.550E+01	4.550E+01
5	4.718E-16	-1.866E+02	3.268E-13	-9.100E+01	-9.100E+01
6	3.023E-16	5.409E-13	6.658E-13	-1.561E-13	-1.561E-13
7	-2.275E+02	-3.133E+00	1.820E+00	-7.447E-01	-7.447E-01
8	-2.275E+02	3.133E+00	-1.820E+00	7.447E-01	7.447E-01

1 NATURAL FREQUENCIES

MODE	Frequency	Period	% Damping	Damped Freq
1	1.422E+00	7.033E-01	5.000E+00	1.420E+00
2	1.175E+01	8.513E-02	3.980E+00	1.174E+01
3	1.573E+01	6.359E-02	5.000E+00	1.571E+01
4	2.512E+01	3.981E-02	7.584E+00	2.505E+01
5	6.319E+01	1.583E-02	1.853E+01	6.209E+01
6	6.355E+01	1.574E-02	1.863E+01	6.244E+01
7	8.736E+01	1.145E-02	2.555E+01	8.446E+01
8	1.195E+02	8.370E-03	3.489E+01	1.120E+02
9	1.576E+02	6.344E-03	4.600E+01	1.400E+02
10	1.826E+02	5.475E-03	5.330E+01	1.545E+02
11	1.876E+02	5.330E-03	5.474E+01	1.570E+02
12	1.878E+02	5.325E-03	5.479E+01	1.571E+02
13	3.255E+02	3.072E-03	9.493E+01	1.023E+02
14	3.334E+02	2.999E-03	9.723E+01	7.787E+01
15	3.472E+02	2.880E-03	1.013E+02	Complex
16	4.392E+02	2.277E-03	1.281E+02	Complex
17	4.392E+02	2.277E-03	1.281E+02	Complex
18	4.479E+02	2.233E-03	1.306E+02	Complex
19	4.479E+02	2.233E-03	1.306E+02	Complex
20	2.627E+03	3.807E-04	7.659E+02	Complex
21	2.627E+03	3.807E-04	7.659E+02	Complex

MEMBER	Force-Ax	Moment-1	Moment-2	Shear-1	Shear-2
1	5.437E-01	-7.184E-05	-2.422E-02	3.018E-02	3.018E-02
2	2.820E+00	-2.661E-02	-1.869E+02	9.114E+01	9.114E+01
3	-3.757E+00	-2.448E+02	-1.228E+02	-5.951E+01	-5.951E+01
4	-2.920E-01	-1.228E+02	-1.873E+02	3.149E+01	3.149E+01
5	-2.820E+00	-1.862E+02	2.661E-02	-9.086E+01	-9.086E+01
6	-5.437E-01	2.422E-02	7.184E-05	3.018E-02	3.018E-02
7	-2.417E+02	3.292E+01	-3.715E+01	1.054E+01	1.054E+01
8	-2.133E+02	2.214E+01	-1.877E+01	6.152E+00	6.152E+00

1

MAXIMUM VALUES OBTAINED IN ANALYSIS

NODES

NODE	POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE		
	DISPLACEMENT	TIME	DISPLACEMENT	TIME	
1	Delta-X	3.225E-02	13.015	-3.321E-02	19.840
1	Delta-Y	-1.089E-07	13.750	-2.208E-03	19.825
1	Theta-Z	3.383E-04	19.825	-9.479E-05	13.750
2	Delta-X	3.225E-02	13.015	-3.321E-02	19.840
2	Delta-Y	-7.603E-05	13.750	-1.938E-03	19.825
2	Theta-Z	3.383E-04	19.825	-9.477E-05	13.750
3	Delta-X	3.225E-02	13.015	-3.320E-02	19.840
3	Delta-Y	-3.058E-04	13.020	-1.064E-03	19.820
3	Theta-Z	2.945E-04	19.825	-1.370E-04	13.015
4	Delta-X	3.225E-02	13.015	-3.321E-02	19.840
4	Delta-Y	-5.976E-04	19.875	-6.081E-04	0.045
4	Theta-Z	1.570E-04	19.820	-1.533E-04	13.750
5	Delta-X	3.225E-02	13.015	-3.320E-02	19.840
5	Delta-Y	-2.960E-04	19.820	-1.056E-03	13.750
5	Theta-Z	1.399E-04	19.815	-2.863E-04	13.020
6	Delta-X	3.225E-02	13.015	-3.321E-02	19.840
6	Delta-Y	-5.934E-05	19.815	-1.909E-03	13.750
6	Theta-Z	9.794E-05	19.815	-3.299E-04	13.020
7	Delta-X	3.225E-02	13.015	-3.321E-02	19.840
7	Delta-Y	1.914E-05	19.815	-2.172E-03	13.750
7	Theta-Z	9.797E-05	19.815	-3.299E-04	13.020

1

MEMBERS

MEMBER	POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
	ACTION	TIME	ACTION	TIME
1 Force-Ax	4.934E+00	19.845	-4.816E+00	13.010
1 Moment-1	9.999E-04	13.760	-1.021E-03	19.830
1 Moment-2	3.399E-01	13.760	-3.041E-01	13.985
1 Shear-1	3.791E-01	13.985	-4.237E-01	13.760
1 Shear-2	3.791E-01	13.985	-4.237E-01	13.760
2 Force-Ax	2.560E+01	19.845	-2.498E+01	13.010
2 Moment-1	3.732E-01	13.760	-3.340E-01	13.985
2 Moment-2	-1.822E+02	13.760	-1.904E+02	13.985
2 Shear-1	9.272E+01	13.985	8.908E+01	13.760
2 Shear-2	9.272E+01	13.985	8.908E+01	13.760
3 Force-Ax	1.592E+01	12.995	-1.788E+01	19.835
3 Moment-1	4.580E+01	13.010	-4.761E+02	19.830
3 Moment-2	-1.122E+02	12.735	-1.253E+02	19.835
3 Shear-1	7.831E+01	13.020	-1.716E+02	19.820
3 Shear-2	7.831E+01	13.020	-1.716E+02	19.820
4 Force-Ax	1.530E+01	19.800	-1.541E+01	13.015
4 Moment-1	-1.122E+02	12.960	-1.253E+02	19.835
4 Moment-2	4.644E+01	19.810	-4.622E+02	13.020
4 Shear-1	1.691E+02	13.015	-8.102E+01	19.830
4 Shear-2	1.691E+02	13.015	-8.102E+01	19.830
5 Force-Ax	2.493E+01	13.020	-2.558E+01	19.835
5 Moment-1	-1.823E+02	19.895	-1.909E+02	13.760
5 Moment-2	3.822E-01	19.895	-3.743E-01	13.760
5 Shear-1	-8.912E+01	19.895	-9.293E+01	13.760
5 Shear-2	-8.912E+01	19.895	-9.293E+01	13.760
6 Force-Ax	4.807E+00	13.020	-4.931E+00	19.835
6 Moment-1	3.425E-01	19.895	-3.410E-01	13.760
6 Moment-2	1.226E-03	19.810	-1.002E-03	13.760
6 Shear-1	4.266E-01	19.895	-4.249E-01	13.760
6 Shear-2	4.266E-01	19.895	-4.249E-01	13.760
7 Force-Ax	-1.021E+02	13.020	-3.554E+02	19.820
7 Moment-1	2.554E+02	19.840	-2.455E+02	13.000
7 Moment-2	2.458E+02	12.995	-2.630E+02	19.840
7 Shear-1	7.795E+01	19.840	-7.383E+01	13.000
7 Shear-2	7.795E+01	19.840	-7.383E+01	13.000
8 Force-Ax	-9.889E+01	19.820	-3.528E+02	13.750
8 Moment-1	2.449E+02	19.800	-2.432E+02	13.015
8 Moment-2	2.483E+02	13.015	-2.449E+02	19.800
8 Shear-1	7.367E+01	19.800	-7.390E+01	13.015
8 Shear-2	7.367E+01	19.800	-7.390E+01	13.015

1

MAXIMUM MEMBER DEFORMATIONS

MEMBER	POSITIVE ENVELOPE			NEGATIVE ENVELOPE		
	DEFORMATION	FORCE	TIME	DEFORMATION	FORCE	TIME
1 Strain-x	4.321E-07	4.934E+00	19.845	-4.217E-07	-4.816E+00	13.010
1 Curve-1	2.246E-10	9.999E-04	13.760	-2.294E-10	-1.021E-03	19.830
1 Curve-2	7.635E-08	3.399E-01	13.760	-6.832E-08	-3.041E-01	13.985
2 Strain-x	5.743E-06	2.560E+01	19.845	-5.606E-06	-2.498E+01	13.010
2 Curve-1	8.384E-08	3.732E-01	13.760	-7.501E-08	-3.340E-01	13.985
2 Curve-2	-4.093E-05	-1.822E+02	13.760	-4.277E-05	-1.904E+02	13.985
3 Strain-x	3.572E-06	1.592E+01	12.995	-4.012E-06	-1.788E+01	19.835
3 Curve-1	1.029E-05	4.580E+01	13.010	-1.069E-04	-4.761E+02	19.830
3 Curve-2	-2.520E-05	-1.122E+02	12.735	-2.815E-05	-1.253E+02	19.835
4 Strain-x	3.434E-06	1.530E+01	19.800	-3.457E-06	-1.541E+01	13.015
4 Curve-1	-2.520E-05	-1.122E+02	12.960	-2.815E-05	-1.253E+02	19.835
4 Curve-2	1.043E-05	4.644E+01	19.810	-1.038E-04	-4.622E+02	13.020
5 Strain-x	5.595E-06	2.493E+01	13.020	-5.739E-06	-2.558E+01	19.835
5 Curve-1	-4.095E-05	-1.823E+02	19.895	-4.287E-05	-1.909E+02	13.760
5 Curve-2	8.585E-08	3.822E-01	19.895	-8.408E-08	-3.743E-01	13.760
6 Strain-x	4.209E-07	4.807E+00	13.020	-4.318E-07	-4.931E+00	19.835
6 Curve-1	7.693E-08	3.425E-01	19.895	-7.658E-08	-3.410E-01	13.760
6 Curve-2	2.754E-10	1.226E-03	19.810	-2.250E-10	-1.002E-03	13.760
7 Strain-x	-3.058E-04	-1.021E+02	13.020	-1.064E-03	-3.554E+02	19.820
7 Curve-1	4.210E-03	2.554E+02	19.840	-4.170E-03	-2.447E+02	13.015
7 Curve-2	4.256E-03	2.447E+02	13.015	-4.251E-03	-2.630E+02	19.840
8 Strain-x	-2.960E-04	-9.889E+01	19.820	-1.056E-03	-3.528E+02	13.750
8 Curve-1	4.339E-03	2.447E+02	19.840	-4.075E-03	-2.432E+02	13.015
8 Curve-2	4.160E-03	2.483E+02	13.015	-4.377E-03	-2.447E+02	19.840

1

ANALYSIS STATISTICS

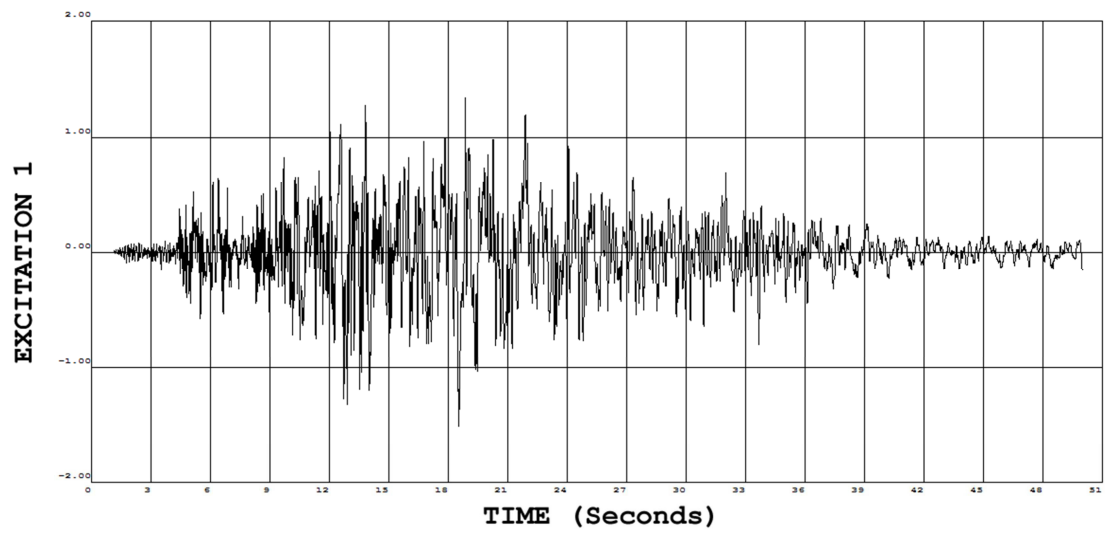
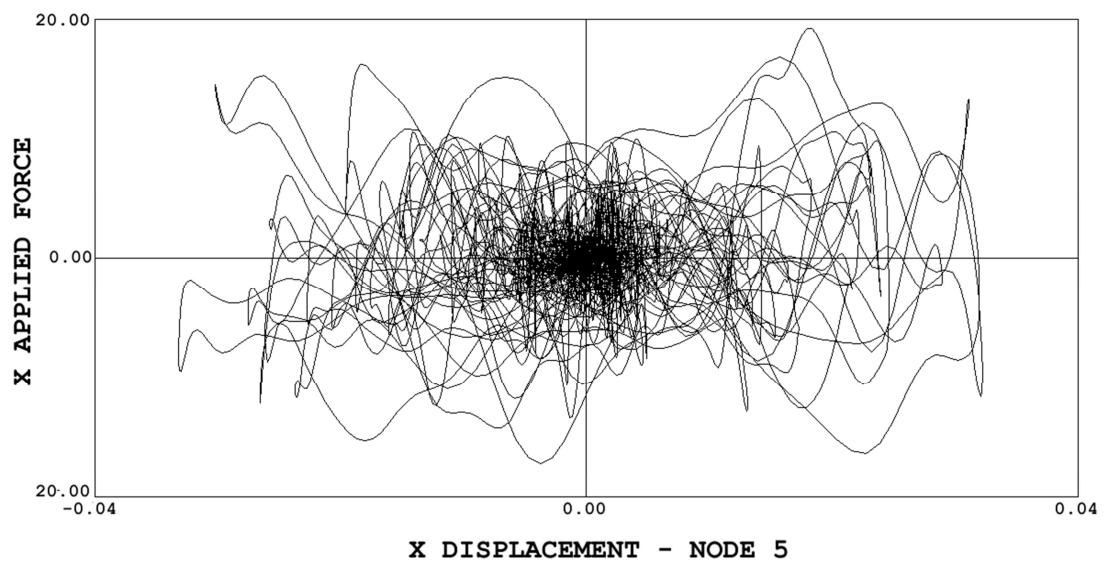
=====

```

Structural Data:
  Number of Nodal Points . . . . . 9
  Number NOMINAL Degrees of Freedom . . . . . 27
  Number Static Degrees of Freedom . . . . . 21
  Number Dynamic Degrees of Freedom (with mass) 21
Renumbering of Degrees of Freedom:
  Original Stiffness Profile Length . . . . . 96
  Optimum Stiffness Profile Length . . . . . 96
  RMS Semi-Bandwidth of Stiffness matrix. . . . . 4.7
Memory Data REAL words (@ 4 Bytes/INTEGER):
  Number of INTEGERS per REAL word. . . . . 2
  Static Stiffness Matrix Size . . . . . 96
  Damping Matrix Size . . . . . 96
  Mass Matrix Size . . . . . 21
  Flexibility Matrix-Modal Analysis . . . . . 231
  Excitation Data (Accelerograms) . . . . . 10001
  INTEGER Words of Memory Used . . . . . 22468
  INTEGER Words of Memory Available . . . . . 30000
Scratch Disk Data:
  Number of Disk Segments Used . . . . . 93
  Number of INTEGERS/(Disk Segment) . . . . . 128
Newton-Raphson Iteration:
  Number of Excitation Time-steps . . . . . 10000
  Number of Excitation Points . . . . . 10000
  Number of Different Stiffnesses . . . . . 6
  Number of steps with iteration . . . . . 0
  Total number of N-R iterations . . . . . 0
Data to DYNAPLOT post-processor file:
  File Name: PILA6.RES
  Number of Nodal Points . . . . . 9
  Number of Members. . . . . 8
  Time Step (Time units) . . . . . 5.000E-03

```

DATE: 11 JUNE 2012 TIME 15:24:28.21

REGISTRO DE ACELERACIONES SISMO DE MÉXICO 1985**GRÁFICO DE HISTÉRESIS DEL NODO 5**

DESPLAZAMIENTO DEL NODO 5

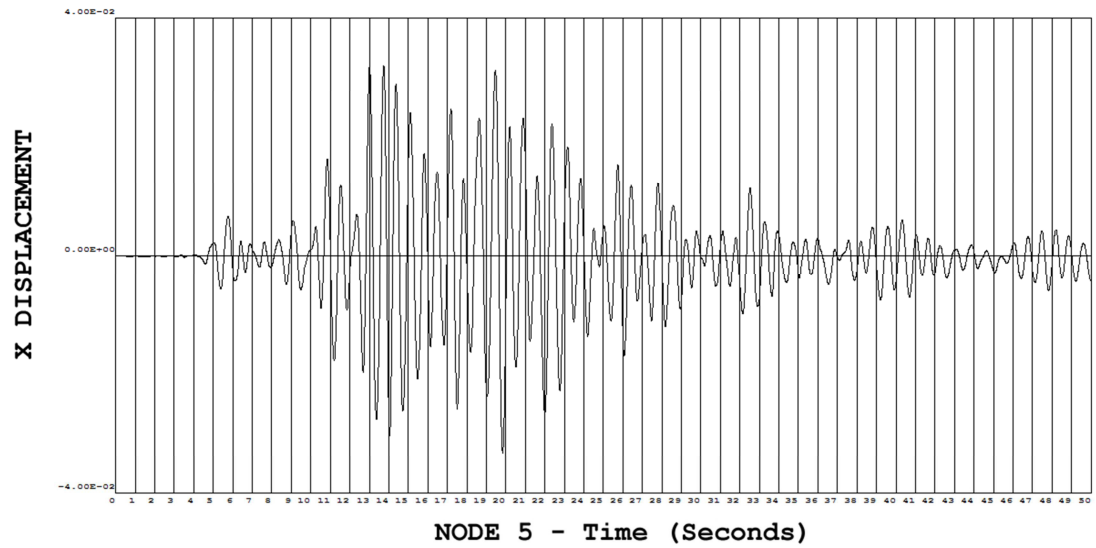
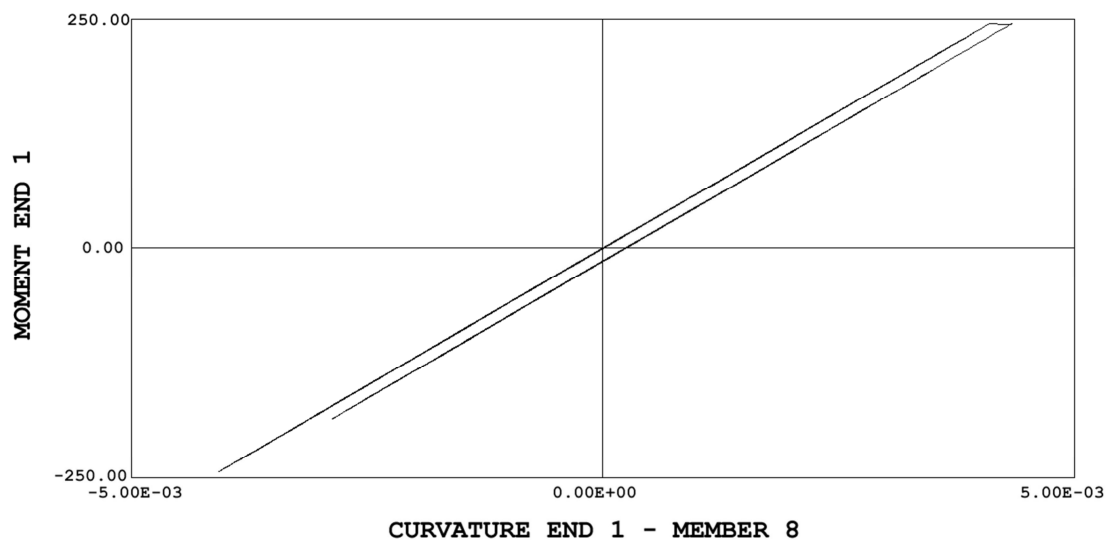


DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DEL ELEMENTO 8



c) SISMO DE VALPARAISO 1985

```

1          RRRR U  U  A  U  U MM  MM  OOO K  K  OOO
          R  R U  U  A A  U  U M M M M O  O K  K  O  O
          RRRR U  U  A  A  U  U M  M  M O  O KKKK O  O
          R  R U  U  AAAAA U  U M      M O  O K  K  O  O
          R  R  UUU A      A  UUU M      M  OOO K  K  OOO

```

Inelastic Time-History Analysis of Two-Dimensional Framed Structures

Athol J. Carr, University of Canterbury, NEW ZEALAND

 COPYRIGHT (c) Athol J. Carr 1980-2007. All Rights Reserved.
 Compilation Date : 2 MAY 2007

Licensee: Version for IUSS book

DATE: 12 JUNE 2012 TIME 16:35:55.94

STRUCTURE

 ANALISIS DINAMICO NO LINEAL DE PILA DE UN PUENTE DE HORMIGON ARMADO

ANALYSIS DETAILS

 Analysis Type : In-elastic Analysis
 Time Variation: Time-history - Newmark (Beta = 0.25)
 Mass Matrix : Diagonal Mass Model
 Damping Matrix: Rayleigh Damping & Tangent Stiffness
 Eigenvalues : Householder QR Algorithm
 Geometry Model: Simplified P-Delta Analysis
 Earthquake Excitation with 1 Accelerogram Components
 Binary post-processor (.RES) file

STRUCTURAL DATA

 Number of Space Dimensions 2
 Number of Equations per Node 3
 Number of Nodes 9
 No.Apparent Degrees of Freedom 27
 Number of Members 8
 Number of Member Sections 4
 Number of Mode Shapes Required 3
 Pictures of Displaced Frame YES
 Acceleration of Gravity 9.810
 % Critical Damping Mode 1 = 5.00
 % Critical Damping Mode 3 = 5.00

TIME-HISTORY DATA

```

-----
Excitation Time-step          0.01000 Seconds
Duration of Excitation        65.000 Seconds
Excitation Multiplier        1.000E+00
Print-file Output Interval    0 Time Steps
DYNAPLOT Output Interval     1 Time Steps
Stiffness Output Interval     0 Time Steps
ScreenPlot Output Interval    1 Time Steps
ScreenPlot Mutiplier          2.000
Max. X Displace.(Screen)     3.000
Max. Y Displace.(Screen)     3.000
Max. Cycles of Newton-Raphson 0
Max. Cycles Damping Iteration 0
Force Norm Limit              1.000E-03
Wave Velocity - X axis.       0.000E+00
Wave Velocity - Y axis.       0.000E+00
1st Quake component from X    0.000 Degrees

```

1NODE No.	POSITION OF NODES		NODE FIXITY			MASTER NODE			OUTPUT Flag
	X Co-ord	Y Co-ord	X	Y	z	X	Y	z	
1	0.0000E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
2	8.0000E-01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
3	3.3500E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
4	5.9000E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
5	8.4500E+00	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
6	1.1000E+01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
7	1.1800E+01	7.5900E+00	0	0	0	0	0	0	0
8	3.3500E+00	0.0000E+00	1	1	1	0	0	0	0
9	8.4500E+00	0.0000E+00	1	1	1	0	0	0	0

MEMBER Number	SECTION Number	NODE End1	NODE End2	NODE Inner1	NODE Inner2	OUTPUT Flag
1	1	1	2	1	2	0
2	2	2	3	2	3	0
3	3	3	4	3	4	0
4	2	4	5	4	5	0
5	3	5	6	5	6	0
6	1	6	7	6	7	0
7	4	3	8	3	8	0
8	4	5	9	5	9	0

1

MEMBER PROPERTIES TABLE

=====

OSECTION NUMBER 1 TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM VIGA-CABEZAL

 Elastic Modulus = 2.828E+06 Shear Modulus = 1.179E+06
 Cross Sectional Area. . = 3.230E+00 Shear Area. = 2.530E+00
 Moment of Inertia . . . = 1.574E+00 Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
 End-block Length End 1 = 0.000E+00 End-block Length End 2 = 0.000E+00
 Joint Flexibility End 1 = 0.000E+00 Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
 Perfect Hinge at End 1 = NO Perfect Hinge at End 2 = NO

Linear Elastic Hysteresis

OSECTION NUMBER 2 TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM VIGA-CABEZAL

 Elastic Modulus = 2.828E+06 Shear Modulus = 1.179E+06
 Cross Sectional Area. . = 3.230E+00 Shear Area. = 2.530E+00
 Moment of Inertia . . . = 1.574E+00 Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
 End-block Length End 1 = 0.000E+00 End-block Length End 2 = 5.000E-01
 Joint Flexibility End 1 = 0.000E+00 Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
 Perfect Hinge at End 1 = NO Perfect Hinge at End 2 = NO

Linear Elastic Hysteresis

OSECTION NUMBER 3 TYPE=FRAME-GIBERSON BEAM VIGA-CABEZAL

 Elastic Modulus = 2.828E+06 Shear Modulus = 1.179E+06
 Cross Sectional Area. . = 3.230E+00 Shear Area. = 2.530E+00
 Moment of Inertia . . . = 1.574E+00 Weight/(Unit Length). . = 4.631E+01
 End-block Length End 1 = 5.000E-01 End-block Length End 2 = 0.000E+00
 Joint Flexibility End 1 = 0.000E+00 Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
 Perfect Hinge at End 1 = NO Perfect Hinge at End 2 = NO

Linear Elastic Hysteresis

OSECTION NUMBER 4 TYPE=FRAME-CONCRETE COLUMN COLUMNAS

 Elastic Modulus = 2.828E+06 Shear Modulus = 1.179E+06
 Cross Sectional Area. . = 7.854E-01 Shear Area. = 7.069E-01
 Moment of Inertia . . . = 2.110E-02 Weight/(Unit Length). . = 1.880E+00
 End-block Length End 1 = 9.400E-01 End-block Length End 2 = 0.000E+00
 Joint Flexibility End 1 = 0.000E+00 Joint Flexibility End 2 = 0.000E+00
 Perfect Hinge at End 1 = NO Perfect Hinge at End 2 = NO
 Bi-linear r Axial . . . = 0.000E+00 Bi-linear r Flexure . . = 0.000E+00
 Plas.Hinge Length End 1 = 9.000E-01 Plas.Hinge Length End 2 = 9.000E-01

Ductility uses Balance Point Axial Force

CONCRETE SECTION - END 1

Compression Yield . . .	=-2.374E+03		
Force PB.	=-1.900E+03	Moment at PB.	= 5.405E+02
Force 2*PB/3.	=-1.266E+03	Moment at 2*PB/3.	= 4.975E+02
Force at PB/3	=-6.332E+02	Moment at PB/3.	= 3.887E+02
Force at Axis	= 0.000E+00	Moment at Axis.	= 2.113E+02
Tension Yield	= 4.981E+02		

CONCRETE SECTION - END 2

Compression Yield . . .	=-2.374E+03		
Force PB.	=-1.900E+03	Moment at PB.	= 5.405E+02
Force 2*PB/3.	=-1.266E+03	Moment at 2*PB/3.	= 4.975E+02
Force at PB/3	=-6.332E+02	Moment at PB/3.	= 3.887E+02
Force at Axis	= 0.000E+00	Moment at Axis.	= 2.113E+02
Tension Yield	= 4.981E+02		

Elasto-plastic Hysteresis

```

1          LUMPED WEIGHT AT NODE
  Node      X-Weight  Y-Weight  Z-Rotatn
1          STATIC LOADING
  Node      X-Force   Y-Force   Z-Moment
    2      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
    3      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
    4      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
    5      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
    6      0.000E+00 -9.100E+01  0.000E+00
1

```

EXCITATION COMPONENT 1 is in " EXCEL " FORMAT

In FILE: **MELIPILLA.EQE**

```

First Line Number. . = 1
Digitizing DT. . . . = 0.005
1/(Scale-Factor) . . = 1.000E+00
End-of-File in record implies Data Error
Initial Velocity . . = 0.000
Initial Displacement = 0.000
Time Scale . . . . . = 1.000

```

1FINAL TOTAL "LUMPED" NODAL WEIGHT

NODE	X-Axis	Y-Axis	Theta-Z
1	1.852E+01	1.852E+01	2.258E-01
2	7.757E+01	7.757E+01	7.539E+00
3	1.252E+02	1.252E+02	2.246E+01
4	1.181E+02	1.181E+02	1.463E+01
5	1.252E+02	1.252E+02	2.246E+01
6	7.757E+01	7.757E+01	7.539E+00
7	1.852E+01	1.852E+01	2.258E-01
Total	5.607E+02	5.607E+02	

1 STATIC SOLUTION

NODE	X-Disp.	Y-Disp.	Z-Rotn.		
1	-1.671E-07	-1.082E-03	1.161E-04		
2	-1.671E-07	-9.888E-04	1.161E-04		
3	-1.671E-07	-6.810E-04	7.314E-05		
4	5.430E-11	-6.081E-04	-1.924E-11		
5	1.672E-07	-6.810E-04	-7.314E-05		
6	1.672E-07	-9.888E-04	-1.161E-04		
7	1.672E-07	-1.082E-03	-1.161E-04		

MEMBER	Force-Ax	Moment-1	Moment-2	Shear-1	Shear-2
1	0.000E+00	-4.057E-13	-4.993E-13	1.170E-13	1.170E-13
2	0.000E+00	-3.482E-13	-1.865E+02	9.100E+01	9.100E+01
3	7.447E-01	-2.055E+02	-1.122E+02	-4.550E+01	-4.550E+01
4	7.447E-01	-1.122E+02	-2.055E+02	4.550E+01	4.550E+01
5	4.718E-16	-1.866E+02	3.268E-13	-9.100E+01	-9.100E+01
6	3.023E-16	5.409E-13	6.658E-13	-1.561E-13	-1.561E-13
7	-2.275E+02	-3.133E+00	1.820E+00	-7.447E-01	-7.447E-01
8	-2.275E+02	3.133E+00	-1.820E+00	7.447E-01	7.447E-01

1 NATURAL FREQUENCIES

MODE	Frequency	Period	% Damping	Damped Freq
1	1.422E+00	7.033E-01	5.000E+00	1.420E+00
2	1.175E+01	8.513E-02	3.980E+00	1.174E+01
3	1.573E+01	6.359E-02	5.000E+00	1.571E+01
4	2.512E+01	3.981E-02	7.584E+00	2.505E+01
5	6.319E+01	1.583E-02	1.853E+01	6.209E+01
6	6.355E+01	1.574E-02	1.863E+01	6.244E+01
7	8.736E+01	1.145E-02	2.555E+01	8.446E+01
8	1.195E+02	8.370E-03	3.489E+01	1.120E+02
9	1.576E+02	6.344E-03	4.600E+01	1.400E+02
10	1.826E+02	5.475E-03	5.330E+01	1.545E+02
11	1.876E+02	5.330E-03	5.474E+01	1.570E+02
12	1.878E+02	5.325E-03	5.479E+01	1.571E+02
13	3.255E+02	3.072E-03	9.493E+01	1.023E+02
14	3.334E+02	2.999E-03	9.723E+01	7.787E+01
15	3.472E+02	2.880E-03	1.013E+02	Complex
16	4.392E+02	2.277E-03	1.281E+02	Complex
17	4.392E+02	2.277E-03	1.281E+02	Complex
18	4.479E+02	2.233E-03	1.306E+02	Complex
19	4.479E+02	2.233E-03	1.306E+02	Complex
20	2.627E+03	3.807E-04	7.659E+02	Complex
21	2.627E+03	3.807E-04	7.659E+02	Complex

MEMBER	Force-Ax	Moment-1	Moment-2	Shear-1	Shear-2
1	-5.916E-02	3.580E-05	1.220E-02	-1.520E-02	-1.520E-02
2	-3.069E-01	1.339E-02	-1.864E+02	9.093E+01	9.093E+01
3	-1.099E+01	-2.509E+02	-1.613E+02	-4.372E+01	-4.372E+01
4	-1.136E+01	-1.613E+02	-2.582E+02	4.728E+01	4.728E+01
5	3.069E-01	-1.867E+02	-1.339E-02	-9.107E+01	-9.107E+01
6	5.916E-02	-1.220E-02	-3.580E-05	-1.520E-02	-1.520E-02
7	-2.256E+02	3.396E+01	-3.806E+01	1.083E+01	1.083E+01
8	-2.294E+02	-3.770E+01	4.323E+01	-1.217E+01	-1.217E+01

1

MAXIMUM VALUES OBTAINED IN ANALYSIS

NODES

NODE	POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE		
	DISPLACEMENT	TIME	DISPLACEMENT	TIME	
1	Delta-X	5.303E-02	25.910	-4.226E-02	26.910
1	Delta-Y	2.324E-04	32.300	-2.575E-03	26.200
1	Theta-Z	4.165E-04	26.200	-1.305E-04	32.300
2	Delta-X	5.303E-02	25.910	-4.226E-02	26.910
2	Delta-Y	1.275E-04	32.300	-2.242E-03	26.200
2	Theta-Z	4.164E-04	26.200	-1.303E-04	32.300
3	Delta-X	5.302E-02	25.910	-4.225E-02	26.910
3	Delta-Y	-1.930E-04	32.300	-1.168E-03	26.200
3	Theta-Z	3.689E-04	26.200	-1.683E-04	32.300
4	Delta-X	5.302E-02	25.910	-4.226E-02	26.910
4	Delta-Y	-5.571E-04	23.510	-6.092E-04	22.250
4	Theta-Z	1.986E-04	26.200	-1.987E-04	32.300
5	Delta-X	5.301E-02	25.910	-4.226E-02	26.910
5	Delta-Y	-1.939E-04	26.200	-1.168E-03	32.300
5	Theta-Z	1.690E-04	26.200	-3.708E-04	24.100
6	Delta-X	5.302E-02	25.910	-4.226E-02	26.910
6	Delta-Y	1.288E-04	26.200	-2.244E-03	32.300
6	Theta-Z	1.311E-04	26.200	-4.176E-04	24.100
7	Delta-X	5.302E-02	25.910	-4.226E-02	26.910
7	Delta-Y	2.343E-04	26.200	-2.578E-03	32.300
7	Theta-Z	1.313E-04	26.200	-4.177E-04	24.100

1

MEMBERS

MEMBER	POSITIVE ENVELOPE		NEGATIVE ENVELOPE	
	ACTION	TIME	ACTION	TIME
1 Force-Ax	5.715E+00	31.260	-5.688E+00	23.480
1 Moment-1	5.410E-03	32.380	-5.267E-03	26.290
1 Moment-2	1.715E+00	32.380	-1.759E+00	26.300
1 Shear-1	2.192E+00	26.300	-2.137E+00	32.380
1 Shear-2	2.192E+00	26.300	-2.137E+00	32.380
2 Force-Ax	2.965E+01	31.260	-2.950E+01	23.480
2 Moment-1	1.896E+00	32.380	-1.928E+00	26.300
2 Moment-2	-1.649E+02	32.380	-2.089E+02	26.300
2 Shear-1	1.010E+02	26.300	8.138E+01	32.380
2 Shear-2	1.010E+02	26.300	8.138E+01	32.380
3 Force-Ax	1.610E+01	22.440	-3.203E+01	26.210
3 Moment-1	6.181E+01	22.450	-5.747E+02	26.210
3 Moment-2	-1.111E+02	22.210	-1.813E+02	24.110
3 Shear-1	1.054E+02	24.090	-1.949E+02	26.200
3 Shear-2	1.054E+02	24.090	-1.949E+02	26.200
4 Force-Ax	1.606E+01	22.190	-3.263E+01	23.500
4 Moment-1	-1.111E+02	22.210	-1.812E+02	24.110
4 Moment-2	4.216E+01	31.260	-5.793E+02	24.100
4 Shear-1	1.975E+02	24.090	-1.037E+02	26.210
4 Shear-2	1.975E+02	24.090	-1.037E+02	26.210
5 Force-Ax	2.945E+01	32.280	-2.965E+01	31.260
5 Moment-1	-1.661E+02	26.200	-2.056E+02	32.380
5 Moment-2	1.786E+00	26.200	-1.629E+00	32.370
5 Shear-1	-8.190E+01	26.200	-9.952E+01	32.380
5 Shear-2	-8.190E+01	26.200	-9.952E+01	32.380
6 Force-Ax	5.676E+00	32.280	-5.715E+00	31.260
6 Moment-1	1.632E+00	26.200	-1.450E+00	32.370
6 Moment-2	4.783E-03	32.430	-5.584E-03	32.370
6 Shear-1	2.034E+00	26.200	-1.805E+00	32.370
6 Shear-2	2.034E+00	26.200	-1.805E+00	32.370
7 Force-Ax	-6.448E+01	32.300	-3.902E+02	26.200
7 Moment-1	3.289E+02	26.200	-2.451E+02	24.140
7 Moment-2	2.451E+02	24.140	-3.289E+02	26.200
7 Shear-1	9.890E+01	26.200	-7.371E+01	24.140
7 Shear-2	9.890E+01	26.200	-7.371E+01	24.140
8 Force-Ax	-6.476E+01	26.200	-3.900E+02	32.300
8 Moment-1	2.464E+02	26.250	-3.288E+02	32.300
8 Moment-2	3.288E+02	32.300	-2.468E+02	22.180
8 Shear-1	7.411E+01	26.250	-9.889E+01	32.300
8 Shear-2	7.411E+01	26.250	-9.889E+01	32.300

1

MAXIMUM MEMBER DEFORMATIONS

MEMBER	POSITIVE ENVELOPE			NEGATIVE ENVELOPE		
	DEFORMATION	FORCE	TIME	DEFORMATION	FORCE	TIME
1 Strain-x	5.004E-07	5.715E+00	31.260	-4.981E-07	-5.688E+00	23.480
1 Curve-1	1.215E-09	5.410E-03	32.380	-1.183E-09	-5.267E-03	26.290
1 Curve-2	3.852E-07	1.715E+00	32.380	-3.951E-07	-1.759E+00	26.300
2 Strain-x	6.652E-06	2.965E+01	31.260	-6.620E-06	-2.950E+01	23.480
2 Curve-1	4.259E-07	1.896E+00	32.380	-4.330E-07	-1.928E+00	26.300
2 Curve-2	-3.705E-05	-1.649E+02	32.380	-4.693E-05	-2.089E+02	26.300
3 Strain-x	3.612E-06	1.610E+01	22.440	-7.188E-06	-3.203E+01	26.210
3 Curve-1	1.388E-05	6.181E+01	22.450	-1.291E-04	-5.747E+02	26.210
3 Curve-2	-2.495E-05	-1.111E+02	22.210	-4.073E-05	-1.813E+02	24.110
4 Strain-x	3.603E-06	1.606E+01	22.190	-7.322E-06	-3.263E+01	23.500
4 Curve-1	-2.496E-05	-1.111E+02	22.210	-4.071E-05	-1.812E+02	24.110
4 Curve-2	9.470E-06	4.216E+01	31.260	-1.301E-04	-5.793E+02	24.100
5 Strain-x	6.607E-06	2.945E+01	32.280	-6.652E-06	-2.965E+01	31.260
5 Curve-1	-3.731E-05	-1.661E+02	26.200	-4.618E-05	-2.056E+02	32.380
5 Curve-2	4.012E-07	1.786E+00	26.200	-3.659E-07	-1.629E+00	32.370
6 Strain-x	4.971E-07	5.676E+00	32.280	-5.004E-07	-5.715E+00	31.260
6 Curve-1	3.665E-07	1.632E+00	26.200	-3.256E-07	-1.450E+00	32.370
6 Curve-2	1.074E-09	4.783E-03	32.430	-1.254E-09	-5.584E-03	32.370
7 Strain-x	-1.930E-04	-6.448E+01	32.300	-1.168E-03	-3.902E+02	26.200
7 Curve-1	5.392E-03	3.229E+02	26.910	-7.257E-03	-2.381E+02	25.910
7 Curve-2	7.363E-03	2.451E+02	24.140	-5.517E-03	-3.241E+02	26.910
8 Strain-x	-1.939E-04	-6.476E+01	26.200	-1.168E-03	-3.900E+02	32.300
8 Curve-1	6.017E-03	2.369E+02	26.910	-6.732E-03	-3.203E+02	25.910
8 Curve-2	7.300E-03	3.212E+02	25.910	-5.475E-03	-2.394E+02	26.270

1

ANALYSIS STATISTICS

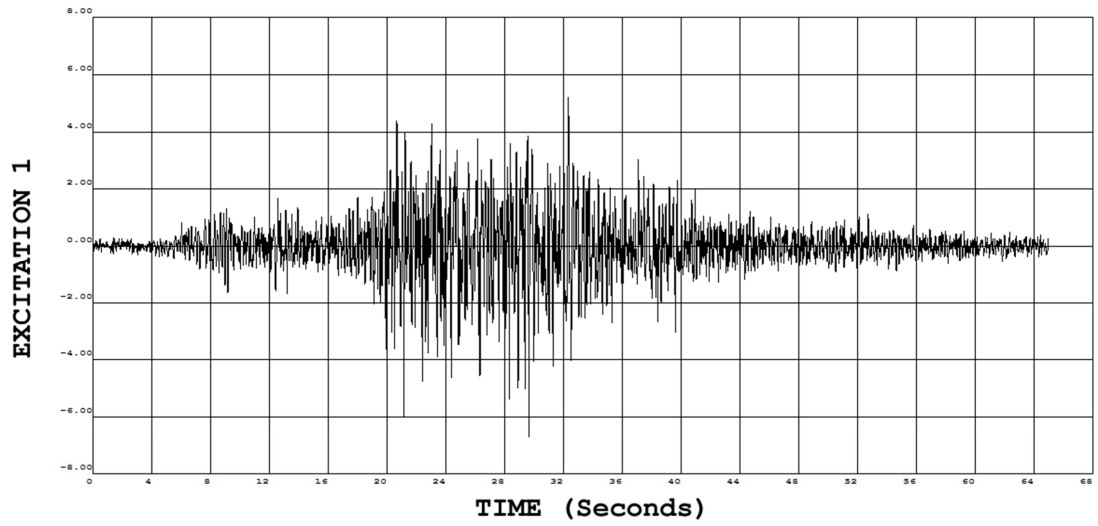
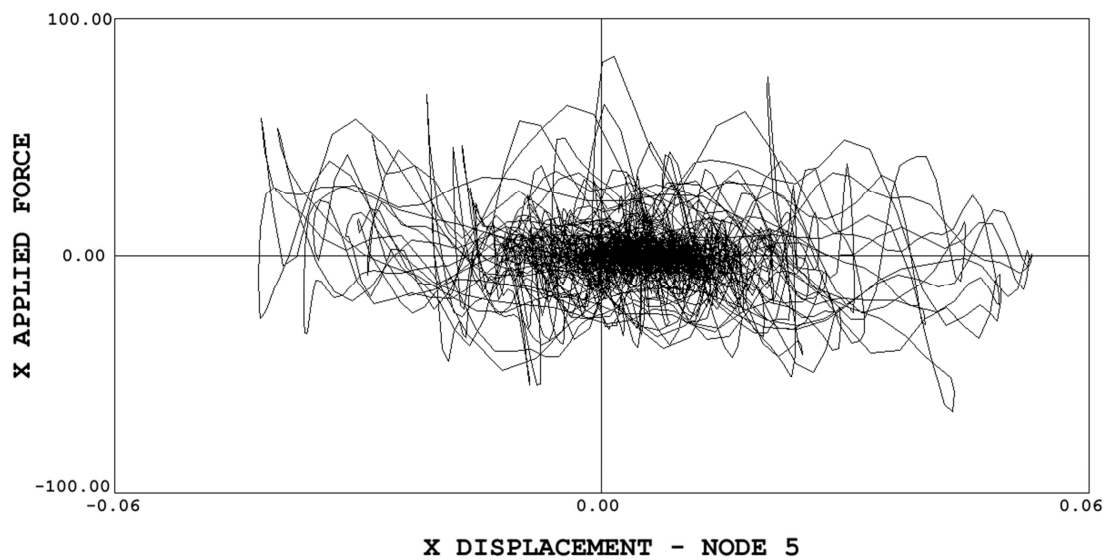
=====

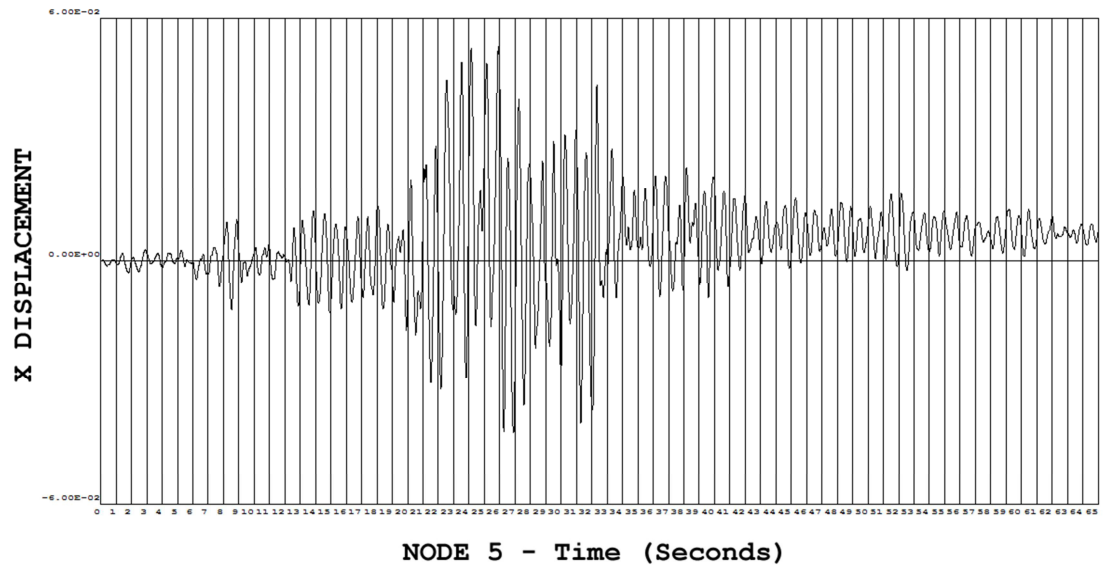
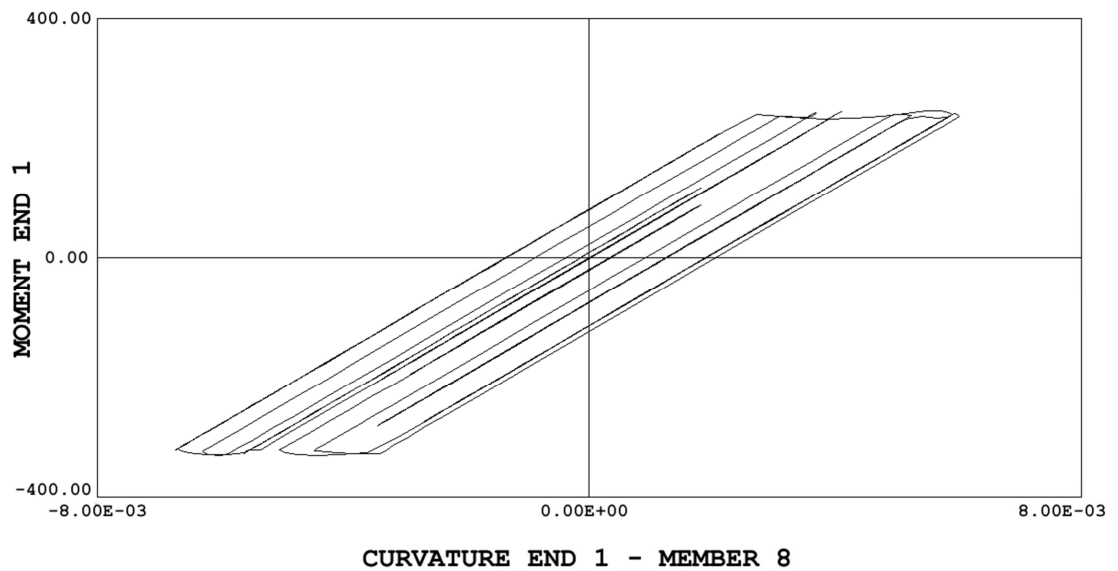
```

Structural Data:
  Number of Nodal Points . . . . . 9
  Number NOMINAL Degrees of Freedom . . . . . 27
  Number Static Degrees of Freedom . . . . . 21
  Number Dynamic Degrees of Freedom (with mass) 21
Renumbering of Degrees of Freedom:
  Original Stiffness Profile Length . . . . . 96
  Optimum Stiffness Profile Length . . . . . 96
  RMS Semi-Bandwidth of Stiffness matrix. . . . . 4.7
Memory Data REAL words (@ 4 Bytes/INTEGER):
  Number of INTEGERS per REAL word. . . . . 2
  Static Stiffness Matrix Size . . . . . 96
  Damping Matrix Size . . . . . 96
  Mass Matrix Size . . . . . 21
  Flexibility Matrix-Modal Analysis . . . . . 231
  Excitation Data (Accelerograms) . . . . . 13001
  INTEGER Words of Memory Used . . . . . 28468
  INTEGER Words of Memory Available . . . . . 30000
Scratch Disk Data:
  Number of Disk Segments Used . . . . . 93
  Number of INTEGERS/(Disk Segment) . . . . . 128
Newton-Raphson Iteration:
  Number of Excitation Time-steps . . . . . 6500
  Number of Excitation Points . . . . . 13000
  Number of Different Stiffnesses . . . . . 44
  Number of steps with iteration . . . . . 0
  Total number of N-R iterations . . . . . 0
Data to DYNAPLOT post-processor file:
  File Name: PILA5.RES
  Number of Nodal Points . . . . . 9
  Number of Members. . . . . 8
  Time Step (Time units) . . . . . 1.000E-02

```

DATE: 12 JUNE 2012 TIME 16:36:19.66

REGISTRO DE ACELERACIONES SISMO DE VALPARAISO 1985**GRÁFICO DE HISTÉRESIS DEL NODO 5**

DESPLAZAMIENTO DEL NODO 5**DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DEL ELEMENTO 8**

CAPÍTULO VIII:

CONCLUSIONES Y

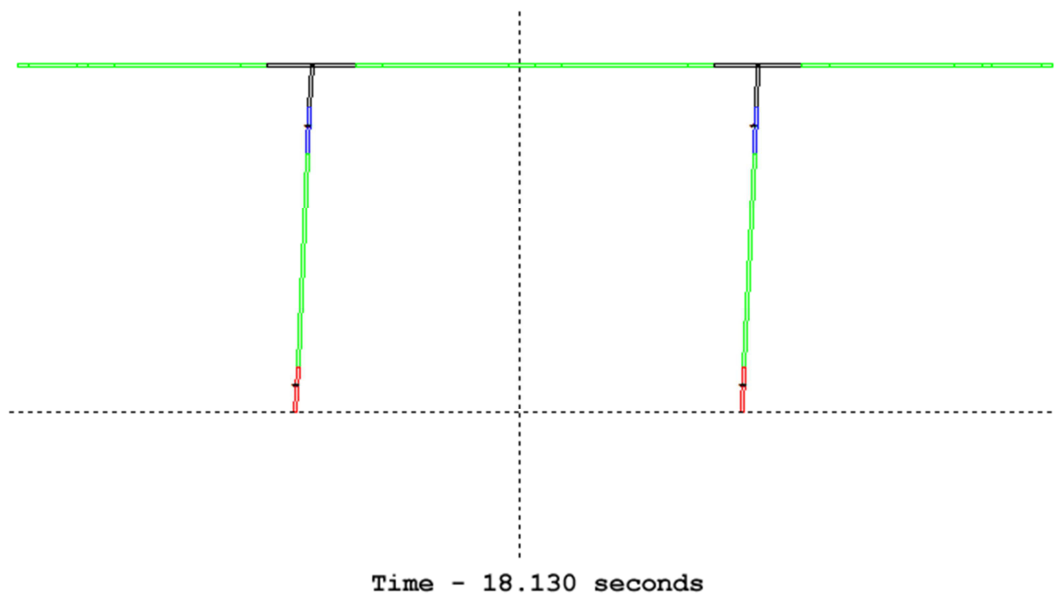
RECOMENDACIONES

CAPÍTULO VIII.

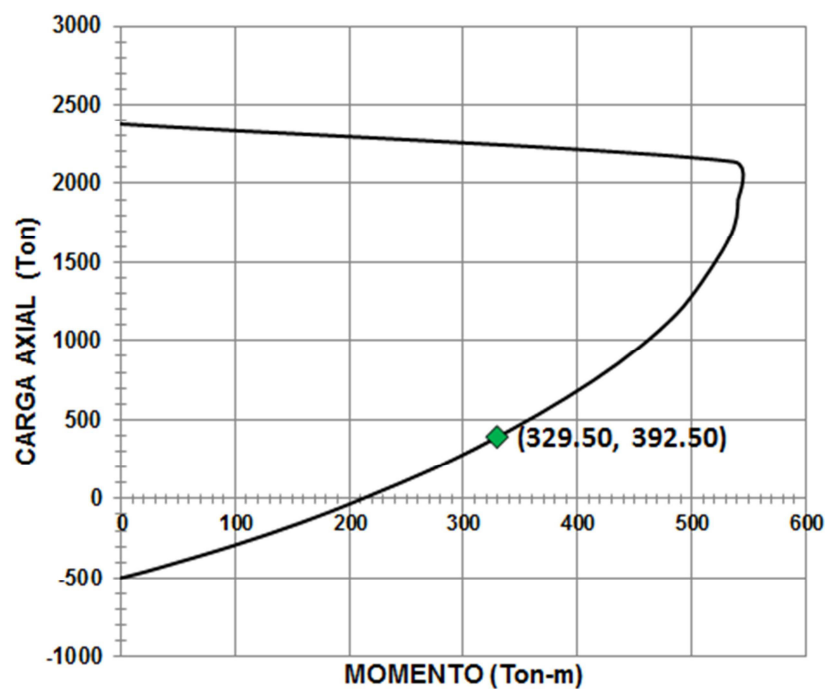
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

- 1.** El diseño preliminar de las pilas, considerando que las rótulas plásticas de producen en las columnas, nos permite dimensionar y detallar el armado de las columnas de una manera efectiva.
- 2.** La verificación del prediseño mediante un análisis estructural usando el programa SAP2000 y los diagramas de iteración nos permite tener una idea que cómo va a ser el comportamiento elástico de cada pila que conforma el piso elevado, tanto en sentido longitudinal como en el transversal.
- 3.** A partir del análisis dinámico no lineal usando el software de análisis estructural RUAMOKO 2D se demuestra que las rótulas plásticas se producen en las columnas, tal como se había indicado en el análisis preliminar.



4. La demanda máxima de momento mediante el análisis dinámico no lineal para las columnas de la pila más alta (pila P5) es de $M = 329.5 \text{ Ton} \cdot m$ para una carga axial máxima de $P = 392.5 \text{ Ton}$. De acuerdo al diagrama de iteración carga axial – momento, se comprueba una vez más que el diseño es satisfactorio.



5. La deformación máxima de la pila más alta (pila p5) obtenida mediante el análisis dinámico no lineal usando registros tiempo historia no excede el valor de la deformación última obtenido en el análisis preliminar.

$\Delta_u = 533 \text{ mm}$	Análisis preliminar
$\Delta_{max} = 92.2 \text{ mm}$	Sismo Perú 2007
$\Delta_{max} = 32.2 \text{ mm}$	Sismo de México 1985
$\Delta_{max} = 53 \text{ mm}$	Sismo de Valparaíso 1985

$$\Delta_{max} < \Delta_u \rightarrow \text{OK.}$$

CONCLUSIÓN: EL DISEÑO ES SATISFACTORIO

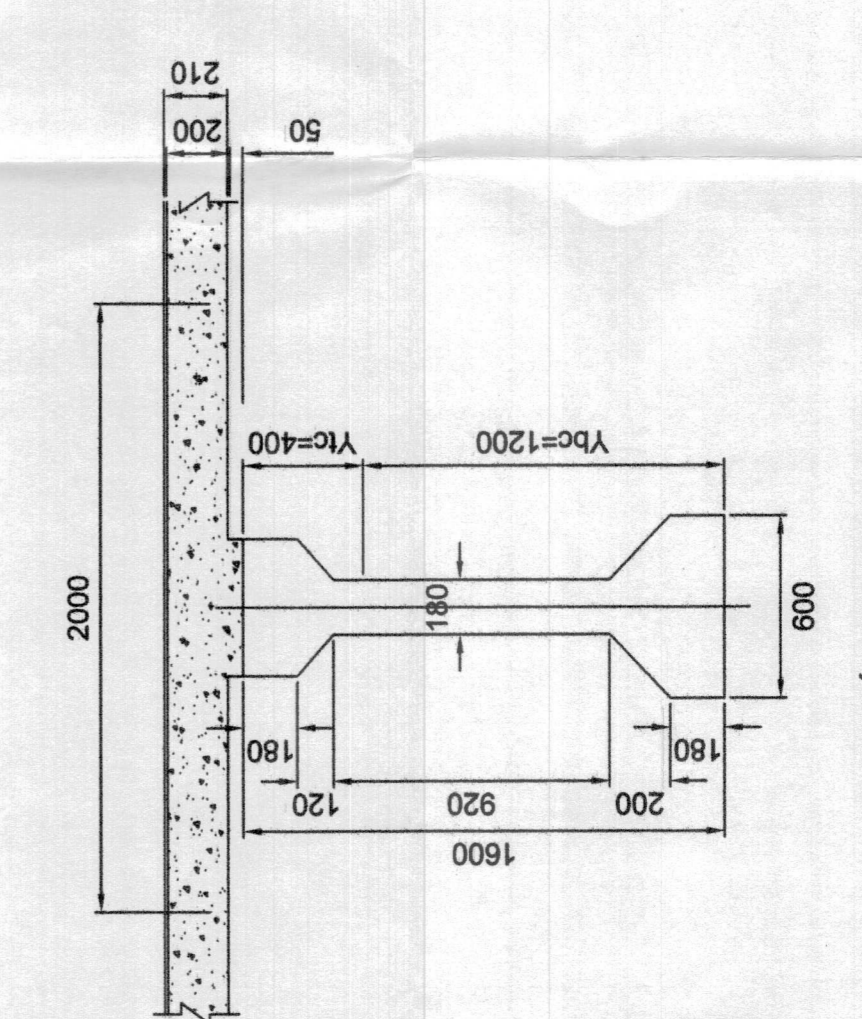
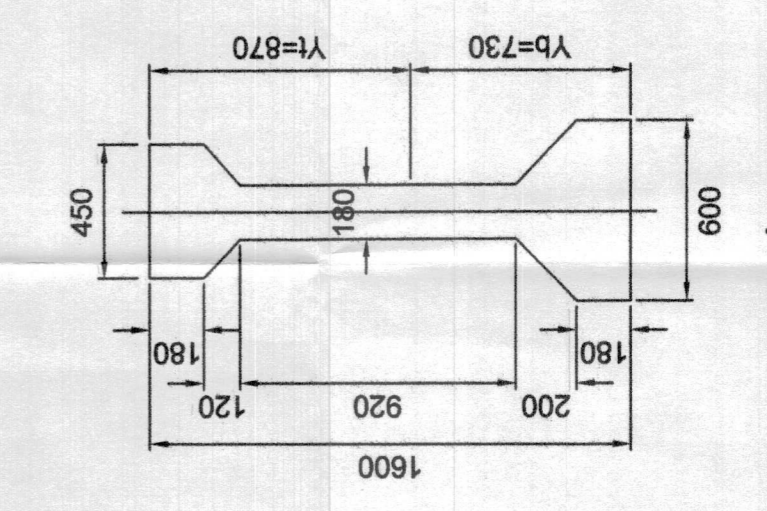
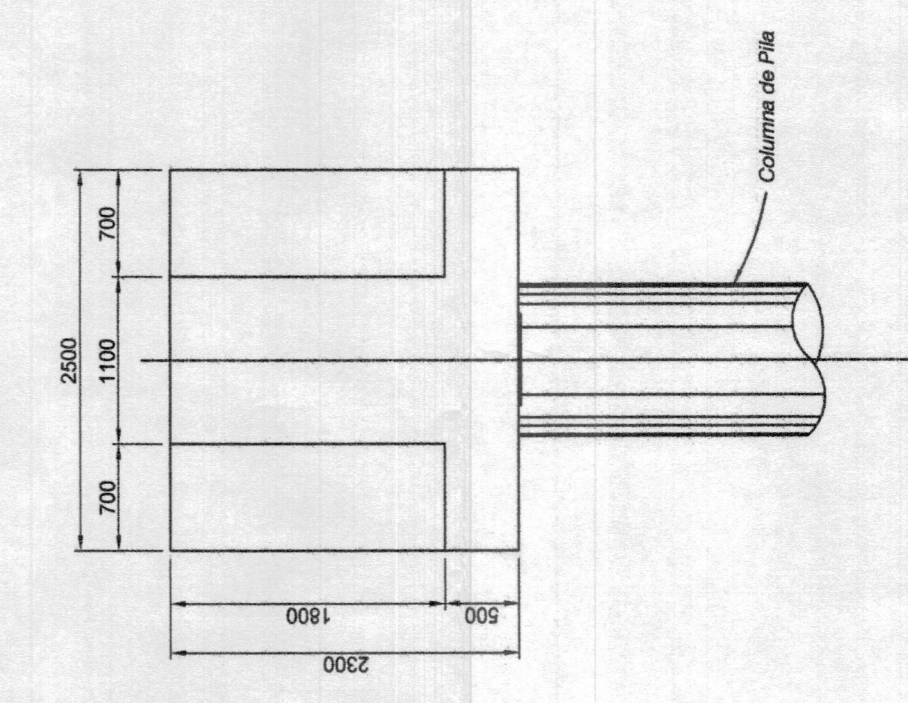
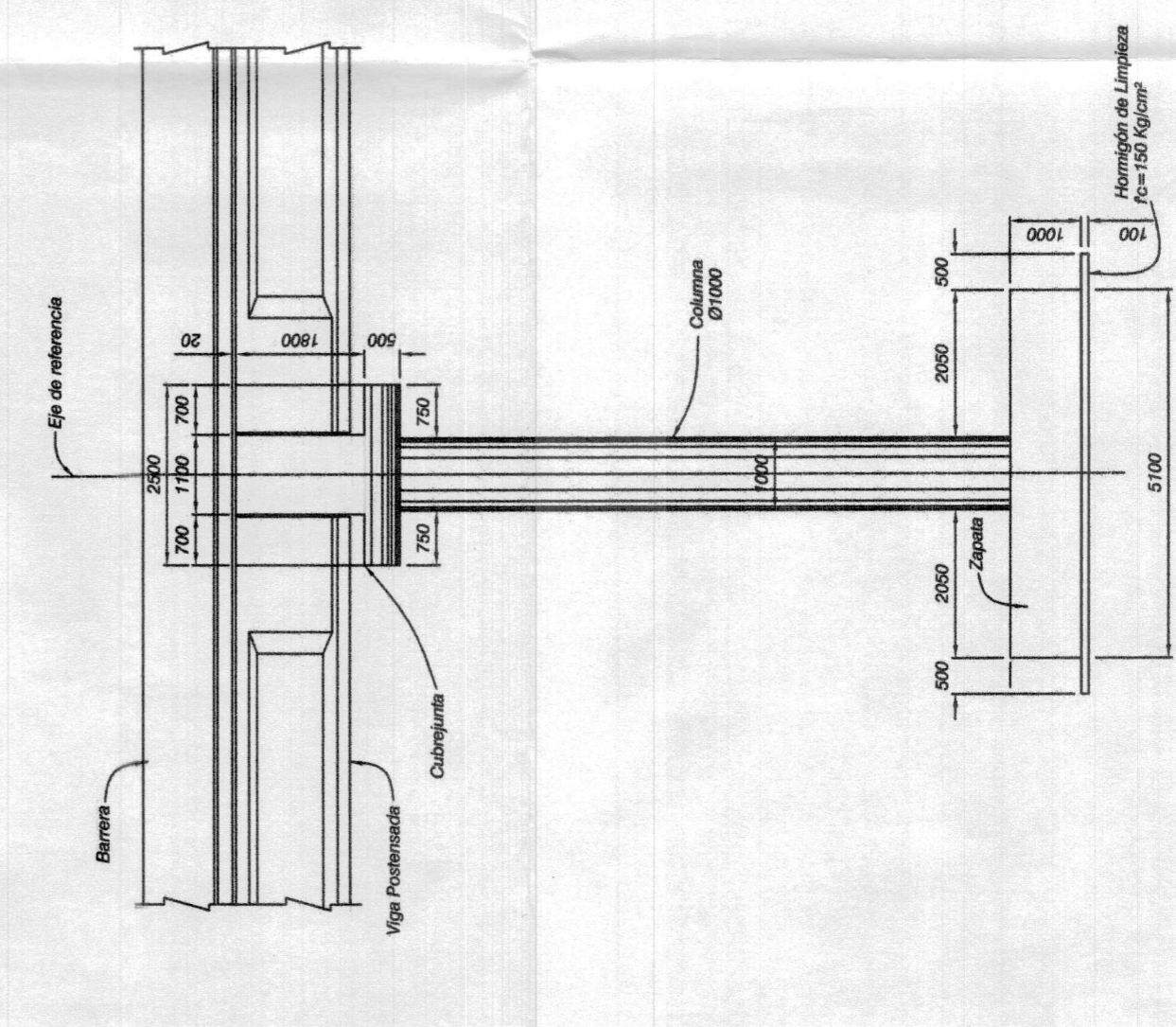
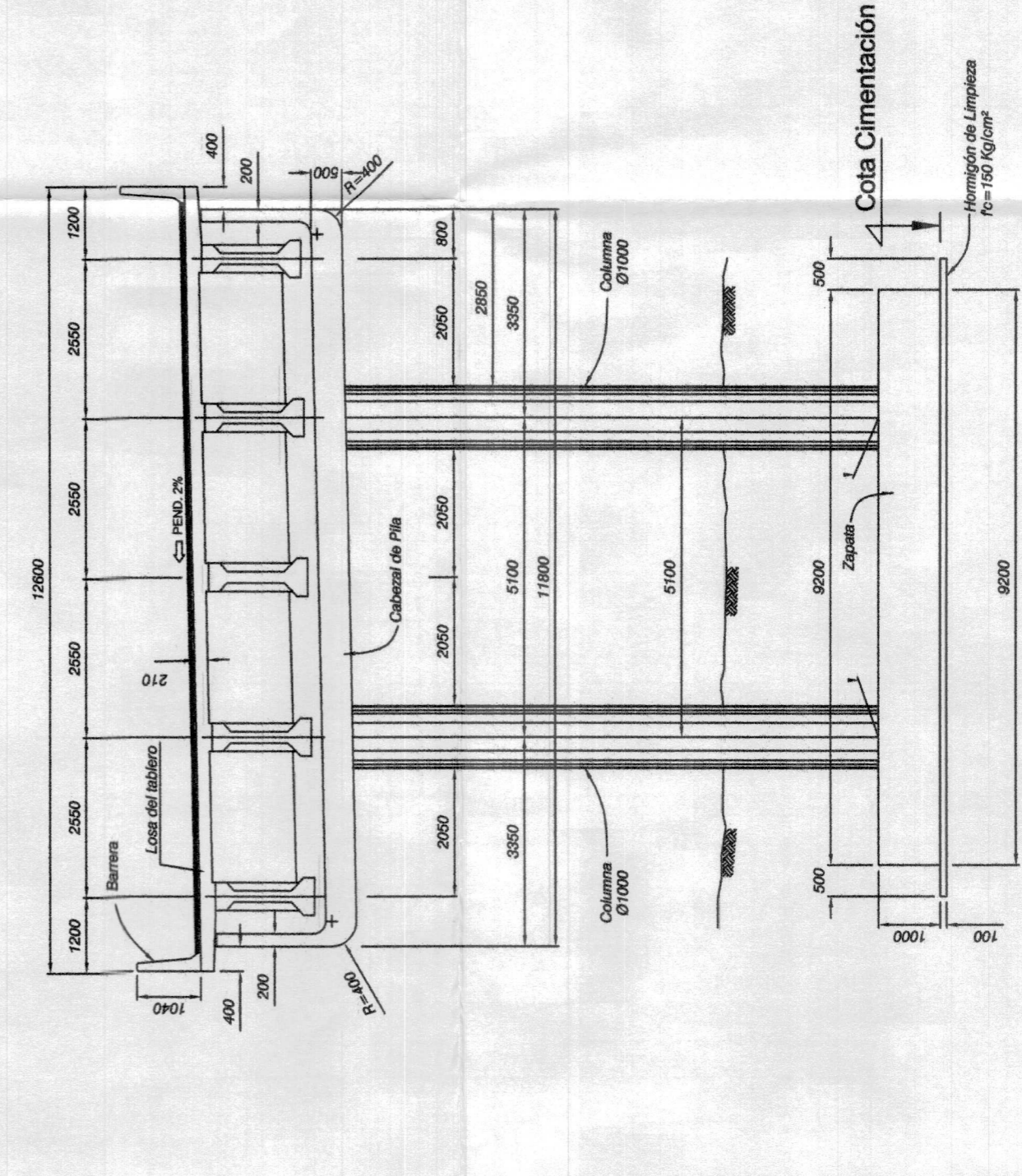
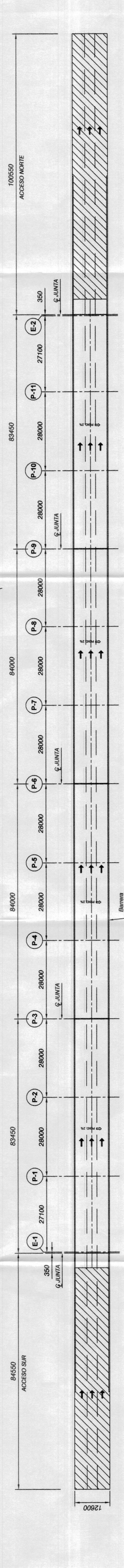
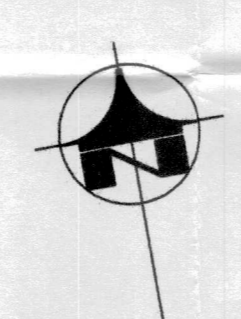
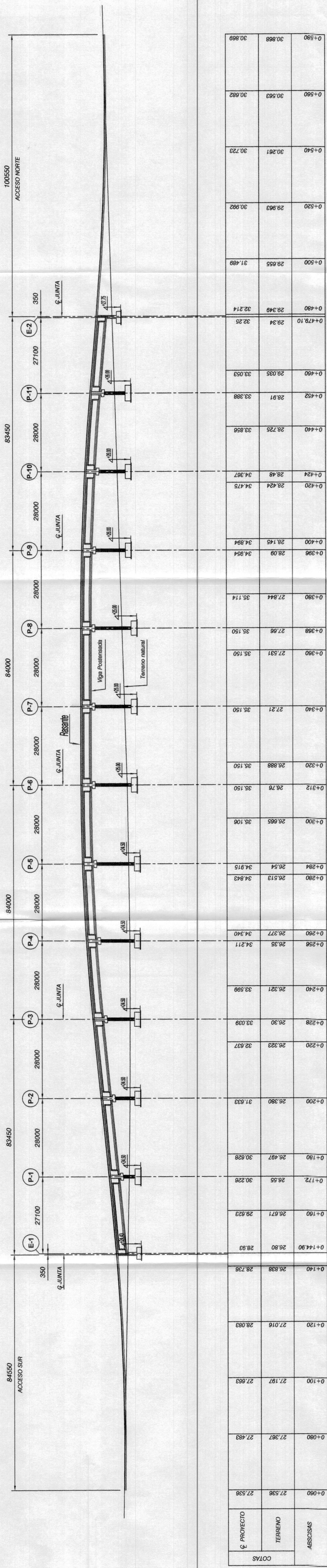
8.2 Recomendaciones

1. Realizar un análisis elástico para tener un primer conocimiento del comportamiento real de la estructura.
2. En el modelo de SAP2000 usado para el prediseño de las pilas, no olvidar usar la inercia efectiva para las columnas, ya que de esta forma se incluye los efectos de la disminución de resistencia en un modelo de análisis lineal preliminar.
3. Profundizar el análisis dinámico no lineal para el diseño de todo tipo estructuras civiles.
4. Solicitar e incentivar la aplicación de una red de acelerógrafos para todo el país en especial para la región Costa con el fin de obtener registros con valores más reales de acuerdo a la región del país donde va a ser construida la estructura.
5. En caso de que no se disponga de un registro de aceleraciones propio de la región donde va a ser construida la estructura, escoger uno que sea compatible con la geología y la sismicidad del sitio.
6. El archivo que contiene el registro de aceleraciones debe estar en la misma carpeta donde está el archivo ejecutable del programa RUAMOKO 2D.

Bibliografía

- *“Seismic Design and Retrofit of Bridges”* Priestley, M. N.J., Seible, F., Calvi, G. M (tenth edition, United States of America, 1996)
- *“User Manual for the 2-Dimensional Version Ruamoko 2D”*, Athol J. Carr (University of Canterbury, New Zealand, 2007)
- *“Bridge Engineering Handbook”* Wai-Fah Chen, Lian Duan (tenth edition, United States of America, 2000)
- *“Diseño de Estructuras de Concreto”* Nilson, A. (Duodécima Edición, Colombia, 1999)
- *“Estructuras de Concreto Reforzado”* Park, R., Paulay, T. (Primera Edición, México, Editorial Limusa, 1997)
- *“Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento-Curvatura”* Karla Morán (Ecuador, 2009)
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (fourth edition, United States of America, 2007)

ANEXOS



NOTA:
1.- Medidas en milímetros, abscisas y cotas en metros
2.- El recubrimiento de la armadura de refuerzo será: 50 mm

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA (FICT)

PROYECTO DE TESIS:
DISEÑO SÍSMICO MODERNO DE PILAS DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO Y VERIFICACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

CONTENIDO:
• PLANTA GENERAL DEL PROYECTO
• PERFIL LONGITUDINAL
• SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS

PRESENTADO POR:
LARRY ANDRÉS CAMPOVERDE AGUIRRE

PREPARO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

FECHA:
JUNIO 2012

ESCALA:
INDICADAS

LÁMINA:
EST-1