

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA



ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

***“Verificación de las herramientas de diseño y
análisis de puentes en el VLEE”.***

TESIS DE GRADO PREVIA A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL.

AUTOR:

EDWIN PATRICIO DUQUE YAGUACHE.

DIRECTOR:

Dr. VINICIO A. SUAREZ CH.

LOJA - ECUADOR

2009

CERTIFICACIÓN

Dr. Vinicio Suarez Chacón,

DIRECTOR DE TESIS.

CERTIFICO:

Que he dirigido la tesis realizada por el Sr. Edwin P Duque Yaguache con el tema “*Verificación de las herramientas de diseño y análisis de puentes en el VLEE*”, la misma que tiene la suficiente validez técnica y profundidad investigativa, así como el cumplimiento de la reglamentación requerida por parte de la Escuela de Ingeniería Civil.

Por lo expuesto, autorizo su presentación, disertación y defensa.

Loja, Septiembre del 2009.

Dr. Vinicio Suarez Chacón

DIRECTOR DE TESIS

CESIÓN DE DERECHOS

Yo, Edwin Patricio Duque Yaguache, declaro ser autor del presente trabajo y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales.

Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 67 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja, que en su parte textualmente dice: *“Forman parte del patrimonio de la Universidad, la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”*.

Edwin Patricio Duque Yaguache.

AUTOR.

AUTORÍA

Los análisis, diseños, verificaciones, comprobaciones, conclusiones y recomendaciones realizadas en la tesis de grado “*Verificación de las herramientas de diseño y análisis de puentes en el VLEE*” son de absoluta responsabilidad del autor.

Además, cabe indicar que la información recopilada para el presente trabajo, se encuentra debidamente especificada en el apartado de las referencias.

Edwin Patricio Duque Yaguache.

AUTOR.

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi sentido agradecimiento a mi familia por brindarme la confianza y el apoyo necesario para poder realizar mis estudios universitarios.

A los docentes de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, de manera especial al Dr. Vinicio A. Suarez Ch, quien de manera acertada y gentil supo dirigir la realización del presente trabajo investigativo.

A mis compañeros de clases con quienes tuve el placer de compartir varias experiencias agradables.

Edwin Patricio Duque Yaguache.

DEDICATORIA

Con mucho cariño quiero dedicar este trabajo a mis hermanos, sobrino, tíos, primos, en especial A Dora, María Cristina y Robert ya que gracias a su amor, respaldo y confianza hoy es posible alcanzar el objetivo propuesto años atrás.

Afectuosamente,

Edwin Patricio Duque Yaguache

Resumen.

En la presente investigación se realizó el diseño manual de varios puentes utilizando la metodología de DDBD. Los datos obtenidos del diseño manual sirvieron para verificar las herramientas de análisis y diseño de puentes existentes en el laboratorio virtual de ingeniería sísmica (VLEE) de la Universidad Técnica Particular de Loja. Además se ratificó la validez de DDBD como método de diseño sismorresistente para puentes.

Las herramientas de diseño existentes en el VLEE son DDBD-bridge e ITHA-bridge, la primera es una herramienta de análisis y diseño programado bajo un lenguaje Basic en la que incluye varios tipos y formas de puentes. La segunda es una herramienta informática que está programada utilizando como base la plataforma OpenSees que es una herramienta desarrollada por UC Berkeley la cual permite realizar análisis y simulaciones de modelos no lineales.

Los diseños sismorresistente realizados fueron tanto para elementos de un grado de libertad (SDOF) como para elementos de varios grados de libertad (MDOF), llegando a la conclusión que DDBD-bridge e ITHA-bridge son herramientas bien elaboradas, de fácil manejo y óptimas para el diseño de puentes carreteros utilizando la metodología DDBD.

INDICE

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.	xiv
1.1. Introducción.	15
1.2. Problemática	16
1.3. Justificación.	17
1.4. Alcance y organización.	17
CAPITULO II: ANTECEDENTES Y GENERALIDADES SOBRE PUENTES.	19
2.1. Historia de los puentes.	20
2.2. Definición de puente.	20
2.3. Clasificación de los puentes.	23
2.4. Métodos de diseño basados en desplazamientos.	26
2.4.1. Criterio de diseño sísmico por Caltrans:	26
2.4.2. Diseño sísmico de puentes por LRFD.	26
2.4.3. Diseño Directo basado en desplazamientos (DDBD).	27
2.5. Por qué Diseño Basado en Desplazamientos?	27
2.6. Diseño basado en Fuerzas Vs. Diseño basado en Desplazamientos.	29
CAPITULO III: CONSIDERACIONES SISMICAS EN DDBD.	36
3.1. Sismos: Definición, causas e instrumentos de medición.	37
3.2. Espectros de Respuesta.	38
3.2.1. Procedimiento de construcción de un espectro de respuesta.	39
3.3. Tipos de Espectros	40
3.4. Espectros de diseño.	42
3.4.1. Espectros de diseño de aceleración.	42
3.4.1.1. En base a especificación del código.	42
3.4.1.2. Con ayuda de software y procedimientos estadísticos.	54
3.4.2. Espectro de desplazamiento.	55
3.5. Ejemplos.	58
CAPITULO IV: FUNDAMENTOS Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA PUENTES CARRETEROS UTILIZANDO “DDBD”.	63
4.1. Consideraciones Básicas de DDBD.	64
4.2. Estados límites de diseño.	65
4.2.1. Estado límite de serviciabilidad.	66

4.2.2.	Estado límite de control de Daño.	67 -
4.2.3.	Estabilidad límite.	69 -
4.3.	Procedimiento de Diseño en DDBD para elementos de un grado de libertad (SDOF).	70 -
4.3.1.	Paso 1. Definiendo componentes y dimensiones de las secciones.	70 -
4.3.2.	Paso.2 Calcular el desplazamiento meta.	71 -
4.3.2.1.	Desplazamiento de diseño y efectos P- Δ	77 -
4.3.3.	Paso.3. Masa y amortiguamiento viscoso equivalente.	79 -
4.3.4.	Paso.4. Factor de reducción espectral y espectro reducido.	80 -
4.3.5.	Paso.5. Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.	81 -
4.3.6.	Paso.6. Distribución de la resistencia y diseño de la sección.	82 -
4.4.	Ejemplos.	86 -
4.5.	Procedimiento de Diseño en DDBD para puentes de varios grados de libertad (MDOF).	113 -
4.5.1.	Paso 1. Seleccionar las dimensiones del sistema sismorresistente en base a experiencias.	114 -
4.5.2.	Paso 2. Calcular el desplazamiento meta para la estructura basado en el nivel de desempeño	114 -
4.5.3.	Paso 3. Calcular la masa efectiva y el amortiguamiento viscoso para el sistema. -	118 -
4.5.4.	Paso 4. Calcular el factor de reducción espectral correspondiente al nivel de amortiguamiento de la estructura.	119 -
4.5.5.	Paso.5. Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.	119 -
4.5.6.	Paso.6. Repetir los pasos del 1-6 para el sentido longitudinal.	119 -
4.5.7.	Paso.7. Distribuir la resistencia requerida.	119 -
4.5.8.	Configuración sesgada.	121 -
4.6.	Análisis no lineal de historia en el tiempo (ITHA).	123 -
4.7.	Ejemplos.	132 -
4.8.	ITHA-bridge y DDBD-bridge.	184 -
4.9.	Comparación de resultados.	190 -
	Conclusiones.	193 -
	Referencias.	194 -
	Anexos.	197 -

INDICE DE TABLAS:

Tabla 1. Requerimientos para puentes regulares. -----	23 -
Tabla 2. Valores del fctor Z en función de la zona sísmica adoptada. -----	45 -
Tabla 3. Valores del factor S para distintos tipos de suelo. -----	47 -
Tabla 4. Factor de amplificación dinámica para distintos tipos de suelo. -----	48 -
Tabla 5. Caracterización del Suelo. -----	50 -
Tabla 6. Valores de F_{pga} y F_a como una función de la clase de sitio y aceleración pico del suelo para periodos cortos -----	51 -
Tabla 7. Valores de F_v como una función de la clase de sitio y aceleración pico del suelo para periodos de 1s. -----	51 -
Tabla 8. Valores típicos para construcción del espectro de diseño de aceleración. -----	52 -
Tabla 9. Puntos que conforman el espectro de diseño. -----	59 -
Tabla 10. Valores típicos de deformación unitaria para elementos estructurales diseñados bajo el estado límite de serviciabilidad. -----	66 -
Tabla 11. Valores típicos de deformación unitaria y ductilidad para elementos estructurales diseñados bajo el estado límite de control de daño. -----	68 -
Tabla 12. Parámetros para DDBD de tipos comunes de pilas. -----	74 -
Tabla 13. Parametros para definir Ec.26 para sitios cercanos a la falla -----	78 -
Tabla 14. Parámetros para definir Ec.26 para sitios lejanos a la falla -----	78 -
Tabla 15. Parámetros para modelo de amortiguamiento histerético en sistemas de pilotes pre-barrenados-----	80 -
Tabla 16. Comparación entre resultados obtenidos en el diseño manual y el programa DDBD bridge para el puente del ejercicio 5. -----	191 -
Tabla 17. Comparación entre resultados obtenidos en el diseño manual y el programa DDBD bridge para el puente del ejercicio 6. -----	192 -

INDICE FIGURAS:

Figura 1. Elementos de un puente. -----	21 -
Figura 2. Súper estructura. -----	22 -
Figura 3. Pila de Puente. -----	22 -
Figura 4. Sistemas sismorresistente permisibles (ERS). -----	25 -
Figura 5. Procedimiento de Diseño en DDBD. -----	28 -
Figura 6. Relación entre Rigidez y resistencia para secciones circulares. -----	30 -
Figura 7. Relación entre Rigidez y Resistencia para secciones cuadradas. -----	31 -
Figura 8. Desplazamiento de Fluencia en DBF. -----	33 -
Figura 9. Demanda de ductilidad Vs. Resistencia. -----	35 -
Figura 10. Metodología para la construcción de un espectro de respuesta. ----	40 -
Figura 11. Tipos de Comportamiento Histerético. -----	41 -
Figura 12. Flujograma descriptivo del método de Cornell. -----	44 -
Figura 13. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño. -----	45 -
Figura 14. Espectro de aceleración de diseño. -----	46 -
Figura 15. Espectro de respuesta. -----	49 -
Figura 16. Espectro de aceleración de diseño. -----	53 -
Figura 17. Espectro de respuesta, Promedio, Promedio + Desviación estándar. -----	55 -
Figura 18. Espectro de Desplazamiento. -----	56 -
Figura 19. Espectro de diseño de aceleración. -----	59 -
Figura 20. Espectro de aceleración para estado limite de seguridad de vida, Control de daño, Serviciabilidad. -----	61 -
Figura 21. Espectro de desplazamiento para estado limite de seguridad de vida, Control de daño, Serviciabilidad. -----	62 -
Figura 22. Método de Linearización equivalente. -----	64 -
Figura 23. Determinación del Periodo Efectivo en DDBD. -----	65 -
Figura 24. Desplazamientos para los distintos estados límites. -----	66 -
Figura 25. Curva resistencia a la compresión Vs esfuerzo a la compresión para el concreto. -----	67 -
Figura 26. Efectos P- Δ. -----	69 -
Figura 27. Procedimiento de diseño en DDBD. -----	71 -
Figura 28. Método de la rótula plástica. -----	72 -
Figura 29. Tipos comunes de pilas puentes de carretera. -----	73 -

Figura 30. Eje natural para una columna circular.	75 -
Figura 31. Valores de "Le" y "a" para definir el modelo equivalente para pilas con pilotes pre barrenados.	76 -
Figura 32. Puente con dos claros.	86 -
Figura 33. Espectro de diseño de aceleración y desplazamiento.	87 -
Figura 34. Sección transversal para Ejm.3.	88 -
Figura 35. Acero de refuerzo para una pila circular.	89 -
Figura 36. Analisis momento-curvatura para las pilas del ejemplo 3.	98 -
Figura 37. Pila de Puente.	99 -
Figura 38. Espectros de diseño de aceleracion y desplazamiento.	100 -
Figura 39. Curva resistencia a la compresion vs. esfuerzo a la compresion para el concreto.	101 -
Figura. 40 Acero de refuerzo para una pila de puente.	103 -
Figura 41. Espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal.	104 -
Figura 42. Pila con carga en un extremo.	111 -
Figura 43. Sistema de varios grados de libertad.	113 -
Figura 44. Desplazamiento en sentido trasnversal.	115 -
Figura 45. Desplazamiento en sentido longitudinal.	116 -
Figura 46. Estribo tipo asiento.	117 -
Figura 47. Estribo integral.	118 -
Figura 48. Distribución de fuerza en la dirección longitudinal y transversal.	120 -
Figura 49. Ejes de diseño en elementos sesgados.	122 -
Figura 50. Puente tipo marco.	132 -
Figura 51. Espectros de diseño de aceleracion y desplazamiento.	133 -
Figura 52 Súper-Estructura.	134 -
Figura 53. Acero de refuerzo.	135 -
Figura 54. Análisis momento-curvatura para las pilas del ejercicio 5.	154 -
Figura 55. Puente con estribos tipo asiento.	155 -
Figura 56. Espectros de diseño de aceleracion y desplazamiento.	156 -
Figura 57. Pilas de Puente.	157 -
Figura 58. Acero de refuerzo.	158 -
Figura 59. Analisis momento-curvatura para las pilas del ejercicio 6.	183 -
Figura 60. Interfaz grafica de DDBD-Bridge.	184 -

Figura 61. Interfaz grafica de ITHA-Bridge. ----- 186 -

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.

1.1. Introducción.

Para realizar el diseño sismorresistente de un puente se debe considerar entre otras cosas los fenómenos físicos que tienen influencia directa en el puente y las características de respuesta a los fenómenos mencionados por parte de los materiales y elementos del puente. Entre los fenómenos físicos quizá el más importante sea el de creación de fuerzas internas (axial, cortante, torsión, momentos) por acción de fuerzas externas al puente (sismos, carga de viento, carga vehicular, etc.). La metodología tradicional para construcciones sismorresistente se basa en fuerzas y ha sido ampliamente usado por ingenieros estructurales a lo largo de los años. En la última década se ha desarrollado un nuevo criterio de diseño, el mismo que se basa en desplazamientos. Este criterio se proyecta como la metodología que en el futuro reemplace el método tradicional, basado en fuerzas (Crisafulli *et al*, 2002).

DDBD (Diseño directo basado en desplazamiento) fue creado por Priestley (1993) y complementado luego por varios autores (Kowalsky, 1995; Calvi and Kingsley, 1995; Kowalsky 2002; Dwairi, 2005; Ortiz, 2006; Suarez y Kowalsky, 2007¹). Este método considera esencialmente la geometría del puente para determinar el desplazamiento meta, que es el desplazamiento necesario para alcanzar el objetivo de diseño requerido, una vez calculado el desplazamiento meta se puede determinar los valores necesarios para el diseño sismorresistente del puente.

En el presente trabajo de investigación se estudió la metodología de DDBD y luego se realizó el análisis y diseño de puentes y elementos de puentes. Estos cálculos permitieron verificar las herramientas informáticas existentes en el Laboratorio Virtual de Ingeniería Sísmico (VLEE), de la Universidad Técnica Particular de Loja, DDBD-bridge e ITHA-bridge. Además se ratificó la validez de DDBD como método de diseño sismorresistente para puentes.

¹ Citado en: Suarez, 2008.

DDBD bridge es una herramienta de análisis y diseño, programado bajo un lenguaje Basic que requiere como datos de entrada la geometría del puente, características mecánicas de los materiales, sismicidad del lugar y forma del puente a diseñar. ITHA bridge es una herramienta informática que está programada utilizando como base la plataforma OpenSees que es una herramienta desarrollada por UC Berkeley la cual permite realizar análisis y simulaciones de modelos no lineales.

Con ITHA-Bridge se puede comprobar si es que el comportamiento del puente durante la ocurrencia de un sismo es el esperado en la etapa de diseño.

Tanto DDBD bridge como ITHA bridge son herramientas de servicio público y de cobertura mundial, se puede acceder a las mismas a través de la página de internet del VLEE: www.utpl.edu.ec/vlee.

1.2. Problemática

Por mucho tiempo se han realizados diseños sísmo resistentes de puentes utilizando la metodología que se basa en fuerzas como elemento principal de diseño, este método tiene criterios de diseño errados tales como considerar factores de reducción de fuerzas, considerar la rigidez independiente a la resistencia, asumir que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia, entre otros (Priestley *et al*, 2007).

Estas apreciaciones erradas fueron motivo para el surgimiento de una nueva propuesta para el diseño sísmo resistente de puentes. En 1993 Priestley, presenta la metodología de DDBD que es una herramienta de diseño que empieza con la definición del desplazamiento meta y devuelve la fuerza requerida para alcanzar este desplazamiento meta bajo excitación sísmica. El desplazamiento meta puede ser seleccionado en base a un indicador de daño (deriva o ductilidad) éstos son relacionados para decidir el nivel del estado límite de diseño.

En la actualidad tanto Seismic Design Criteria (SDC) por Caltrans (2006) como AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2004) usan la metodología de diseño basado en desplazamientos, confirmando la tendencia de que en futuro el diseño basado en desplazamientos remplace al diseño basado en fuerzas.

1.3. Justificación.

En vista de la propuesta de un relativamente nuevo método sismorresistente para estructuras (DDBD) que se proyecta como el método que remplace a la metodología tradicional ya que parte de la experiencia de sus errores, se ha creído acertado realizar la presente investigación la misma que permitirá profundizar en sus contenidos y comprobar el método para distintos tipos de puentes.

1.4. Alcance y organización.

Con la realización de esta investigación se busca desarrollar y determinar la aplicabilidad de DDBD para diseño sismorresistente de puentes carreteros. Mediante diseños manuales de puentes con distintas formas y geometrías se verificará la herramienta de análisis y diseño de puentes existentes en Laboratorio virtual de ingeniería sísmica (DDB-bridge). Aplicando un análisis no-lineal de historia en el tiempo con ayuda del programa ITHA-bridge se determinará la efectividad de la metodología del diseño sísmico basado en desplazamientos (DDBD).

La estructura del presente documento de investigación ha sido dispuesta en 4 capítulos descritos a continuación: en el Capítulo uno, se presenta la descripción general del proyecto; en el Capítulo dos, la conceptualización, descripción, clasificación de los puentes así como las metodologías existentes para su diseño. En el Capítulo tres se estudia la sismicidad considerada por DDBD incluyendo el procedimiento a seguir para cuantificar los sismos. En el Capítulo cuatro se presenta los fundamentos de DDBD y procedimiento de diseño para puentes tanto para sistemas de un grado de libertad

(SDOF) como para sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF) con sus ejemplos de ilustración respectivos. Este capítulo incluye un análisis no-lineal de historia en el tiempo con ayuda del software ITHA-bridge. Ya que el programa ITHA-bridge está programado en la herramienta informática OpenSees se presenta el código fuente con su respectiva explicación y en base a los objetivos propuestos para la investigación se compara los resultados obtenidos del diseño manual, del software DDBD-bridge y ITHA-bridge. El trabajo concluye con la elaboración de manuales para los programas ITHA-Bridge y DDBD-Bridge.

***CAPITULO II: ANTECEDENTES Y
GENERALIDADES SOBRE PUENTES.***

2.1. Historia de los puentes.

Haciendo un breve recorrido en la historia de los puentes se puede decir que ha habido etapas muy importantes para el desarrollo y mejoramiento en la construcción de los mismo, una de esas épocas o etapas es la del imperio Romano, donde su espíritu de expansión hacia surgir la necesidad de construir este tipo de estructuras, en este periodo se llegó a construir puentes de piedra labrada que hasta el momento están habilitados (Ejm: los puentes de Alcántara, Mérida, el acueducto de Segovia, son solo unas muestras del avance logrado en esta etapa). La elaboración de materiales constructivos de mejor calidad fue otro aspecto fundamental en el desarrollo de la construcción de puentes, es así que la aparición del fierro en primera instancia y del acero después permitían construir puentes con mayor capacidad de resistencia en especial con acero por su alto límite elástico; con el pasar de los años surge el ferrocarril como medio principal de transporte y consigo la necesidad de mejorar de los sistemas constructivos.

Otro aspecto importante fue la creación de la teoría de estructuras en la que se desarrollaron modelos de cálculo para la comprobación de los diseños cada vez más atrevidos y complejos, como arcos y armaduras para salvar grandes claros, (el puente de Bayonne, cerca de Nueva York, sobre el Kill van Kull, puente carretero de 504 m de luz²). En esta etapa se escribió el primer libro de ingeniería para la construcción de puentes su autor fue Hubert Gautie en el año de 1716³.

2.2. Definición de puente.

Cuando se define un puente se dice: “que es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías”⁴

² Disponible en <http://www.arqhys.com/puentes-famosos.html>

³ Disponible en <http://es.wikipedia.org/wiki/Puente>

⁴ Disponible en <http://ingepuentes.galeon.com/>

El puente está conformado por la súper-estructura que consiste en un tablero que soporta directamente las cargas del puente y la sub-estructura que la conforman las pilas del puente, los estribos, y los cimientos Ver (Fig. 1 y 2). Las pilas del puente (Fig.3) son elementos compuestos por una o más columnas, sobre estas se asienta la súper-estructura, su conexión puede ser monolítica o simplemente apoyada. Dependiendo de las condiciones del suelo, las pilas pueden estar simplemente apoyada en el suelo o embebidas sobre éste con pilotes prebarrenados. Los estribos son elementos situados a los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen a él. Los cimientos o apoyos de estribos y pilas se encargan de transmitir al terreno todos los esfuerzos que se producen en el puente.

Los puentes también pueden contar con cables que ayudan a transmitir las cargas hacia las pilas, cuando los puentes son de gran extensión es común que cuenten con juntas de dilatación que sirve para dar lugar a la expansión y retracción de la superestructura. Otros elementos que conforman los puentes son, sistemas de drenaje, señalización, elementos portantes, etc. En (Fig.1) se muestra los componentes principales de un puente.

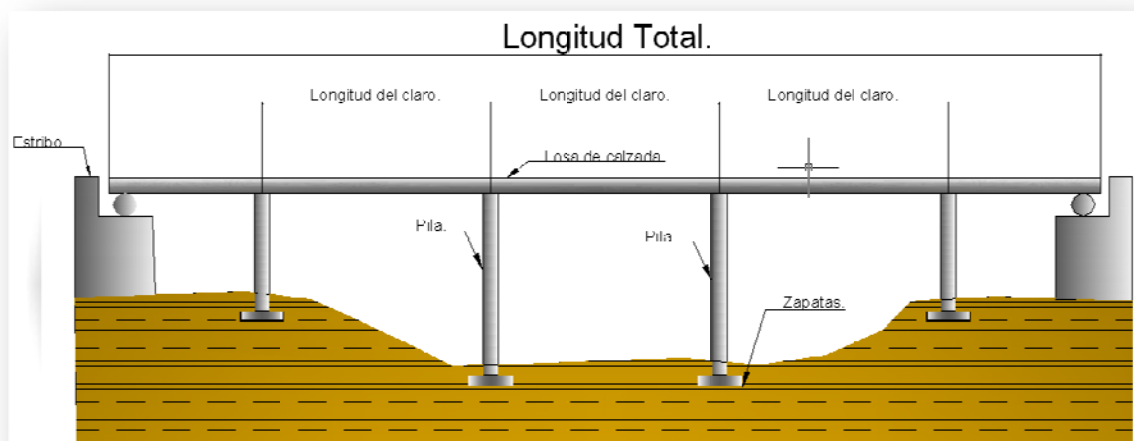


Figura 1. Elementos de un puente.

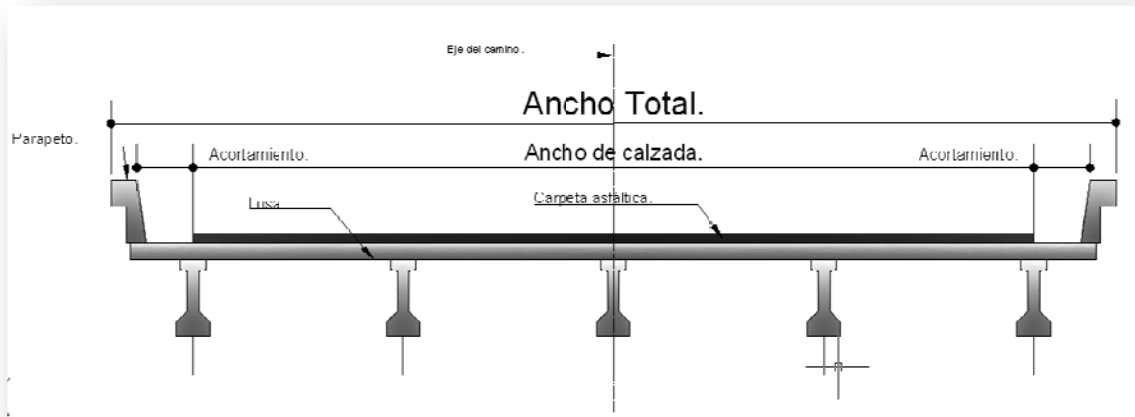


Figura 2. Súper estructura.

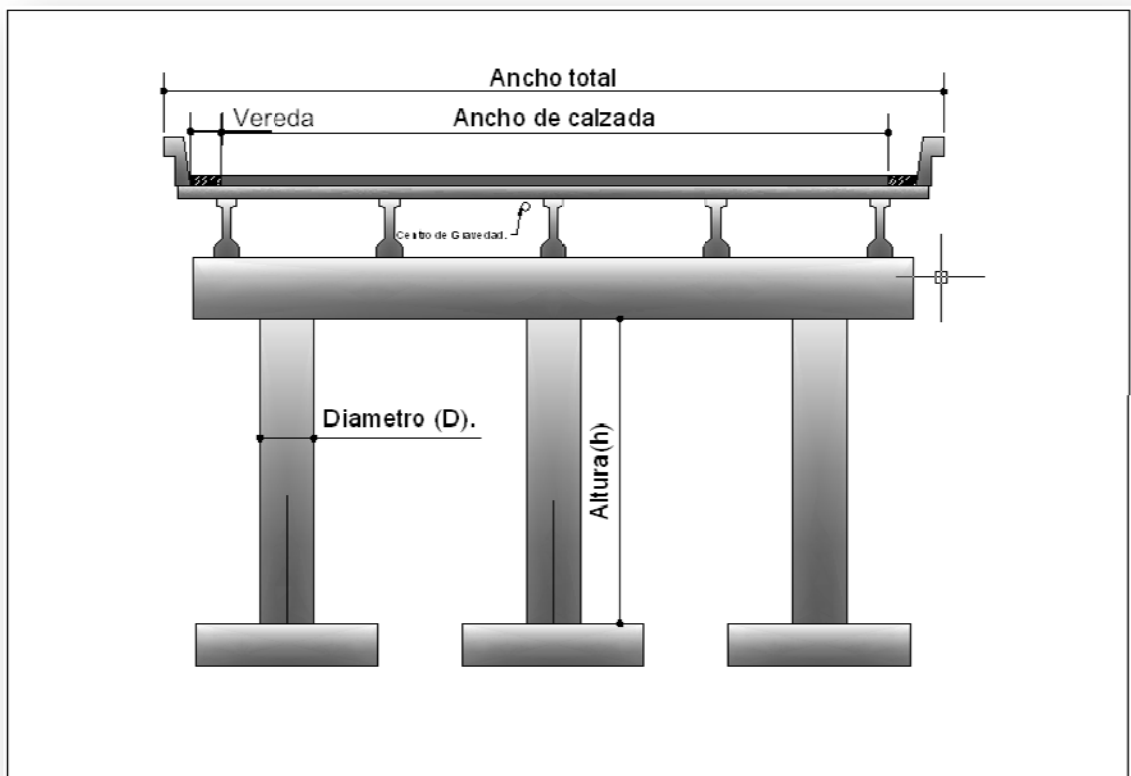


Figura 3. Pila de Puente.

2.3. Clasificación de los puentes.

Existen muchas formas de clasificar a los puentes: según la estructura, según los materiales, según el obstáculo que salvan, según el fundamento arquitectónico utilizado, según su destino, según el anclaje, según el sistema constructivo que se emplea, según la ubicación de calzada, esto para nombrar alguna de las clasificaciones, a continuación se define la clasificación utilizando un criterio sísmico.

Desde el punto de vista sísmico un puente puede ser clasificado en función a cuan regular es este, AASHTO (2007) presenta una clasificación de puentes en función del número de claros y la distribución del peso y la rigidez *Ver Tabla.1.*

Tabla 1. Requerimientos para puentes regulares.

Parámetro	Valor				
Numero de claros.	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido (Curvatura del puente)	30°	30°	30°	30°	30°
Relación de máximo longitud de claro a claro	3	2	2	1.5	1.5
Relación de máxima rigidez de claro a claro.	-	4	4	3	2

Fuente: AASHTO, 2007

Suarez (2008) demostró que al diseñar con DDBD un puente regular tipo marco o con estribos tipo asiento se puede asumir un perfil de desplazamiento de cuerpo rígido (RBT) tanto para el diseño en dirección transversal como longitudinal.

AASHTO (2004) clasifica los puentes en función de la importancia del mismo, es así que el propietario o aquellos a quienes corresponda la jurisdicción deberán clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- Puentes críticos
- Puentes esenciales, u
- Otros puentes.

Al realizar la clasificación se deberán considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los potenciales cambios futuros que podrían sufrir las condiciones y requisitos.

En general, los puentes esenciales son aquellos que deberían, como mínimo, permanecer abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño. Comúnmente son diseñados para un período de recurrencia de 475, esto no es regla ya que el propietario es el que elige finalmente para qué periodo se diseñará el puente. Existen ocasiones en las que los puentes deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sismo de diseño y deben poder ser utilizados por los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo importante, por ejemplo un evento con período de recurrencia de 2500 años. Estos puentes se deberían considerar estructuras críticas.

Es importante mencionar que el diseñador además de elegir una configuración adecuada para el puente debe elegir un sistema y elementos sismorresistente que garantice un correcto comportamiento del mismo luego de ocurrido el sismo de diseño. La norma AASHTO (2007) categoriza los sistemas y elementos mencionados en tres niveles: Permissible, permissible con aprobación del propietario y no recomendable para puentes nuevos.

Esta clasificación aplica tanto a sistemas sismorresistente (ERS) como a elementos sismorresistente (ERE).

Para definir a un sistema como permissible todos sus elementos deben ser considerados como tal, estos elementos deben cumplir las siguientes características:

- Toda acción inelástica debe ser dúctil y ocurrir en lugares con un adecuado acceso para inspección y reparación.

- Acciones inelásticas de miembros estructurales no deben poner en peligro la capacidad de soportes de carga gravitacional (vigas, rotulas súper-estructura).

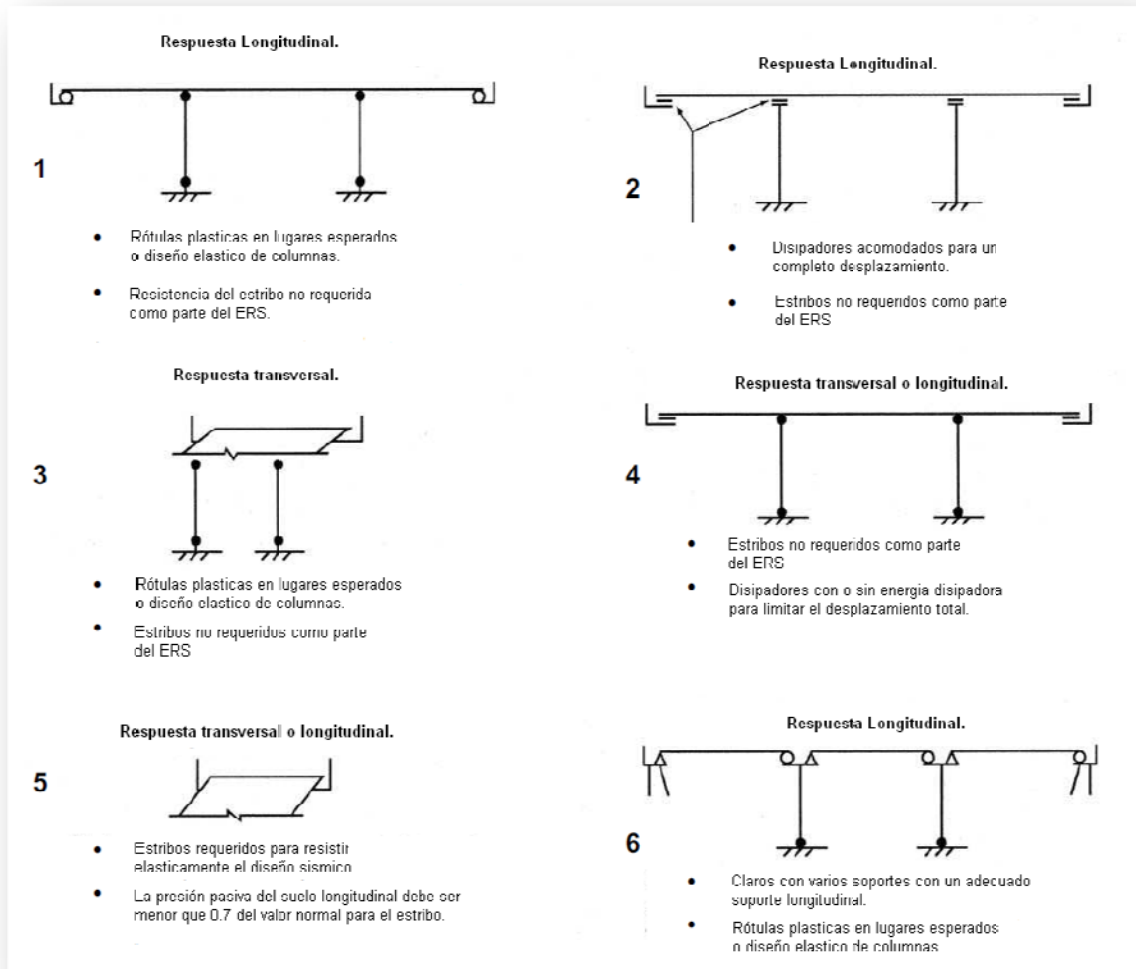


Figura 4. Sistemas sismorresistente permisibles (ERS).

2.4. Métodos de diseño basados en desplazamientos.

2.4.1. Criterio de diseño sísmico por Caltrans⁵:

El criterio de diseño sísmico (SDC) por Caltrans (2006) cambio de un diseño basado en fuerzas hacia un diseño sísmico basado en desplazamientos en 1999. El SDC es comúnmente utilizado para diseño de puentes ordinarios en el estado de california.

El SDC de Caltrans presenta un procedimiento iterativo de diseño en el que la resistencia del sistema es asumida al inicio del procedimiento. Luego, por medio de un análisis de demanda-desplazamiento y capacidad de desplazamiento se ratifica o rechaza la resistencia asumida.

En el análisis de demanda, el desplazamiento inelástico pico es estimado desde un espectro de respuesta elástico con secciones de rigidez agrietada, para luego ser convertida en inelástica con ayuda del Método “Modificación de desplazamiento” (Suarez, 2008).

Una vez calculada la demanda de desplazamiento se verifica la capacidad de desplazamiento en cada pila por medio de un análisis pushover. Finalmente se diseñan los elementos de la sub-estructura en concordancia con los principios de capacidad de diseño.

2.4.2. Diseño sísmico de puentes por LRFD⁶.

LRFD (Load and resistance factor design) como su nombre lo dice, usa factores separados para carga y resistencia, su procedimiento de calculo es similar al de Caltrans. LRFD reconoce cuatro categorías de amenaza sísmica A,B,C,D. Para categoría A no requiere un análisis sismoresistente, para categorías B,C,D se requiere un análisis de demanda y verificación de la capacidad.

⁵ Caltrans (2006)

⁶ AASHTO (2007)

La verificación de capacidad puede ser realizada usando ecuaciones implícitas SDC B o C y por un análisis pushover para SDC D (AASHTO, 2007).

2.4.3. Diseño Directo basado en desplazamientos (DDBD)⁷.

Como método de diseño sísmico para puentes y otros tipos de estructuras de concreto fue propuesto por (Priestley et al, 2007). El procedimiento empieza con el cálculo del desplazamiento meta y devuelve la resistencia necesaria para encontrar el desplazamiento meta bajo acción sísmica. DDBD usa el método de linearización equivalente, en el que un sistema inelástico es sustituido por un sistema elástico equivalente con periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eff} . El amortiguamiento viscoso equivalente se lo calcula en términos de la ductilidad del sistema y de la forma del ciclo histeretico de la estructura (Shibata y Sozen, 1976).

Los pasos para diseñar elementos de varios grados de libertad con DDBD se muestran en Fig.5

2.5. Por qué Diseño Basado en Desplazamientos?

Los movimientos telúricos inducen en las estructuras fuerzas y desplazamientos. Si la estructura tiene la capacidad de resistir los efectos del sismo elásticamente, existirá una relación lineal entre las fuerzas y los desplazamientos inducidos que es dada por la rigidez elástica del sistema. Por el contrario, si la estructura carece de la resistencia necesaria, la relación fuerza-desplazamiento deja de ser lineal y depende de la rigidez elástica, propiedades inelásticas y de la historia de desplazamientos impuestos en la estructura. Los puentes, edificios y otras estructuras son comúnmente diseñados con resistencias menores a las requeridas para una respuesta elástica, como consecuencia de esto la estructura responde inelásticamente, sufre daño y disipa energía.

⁷ Priestley et al, 2007

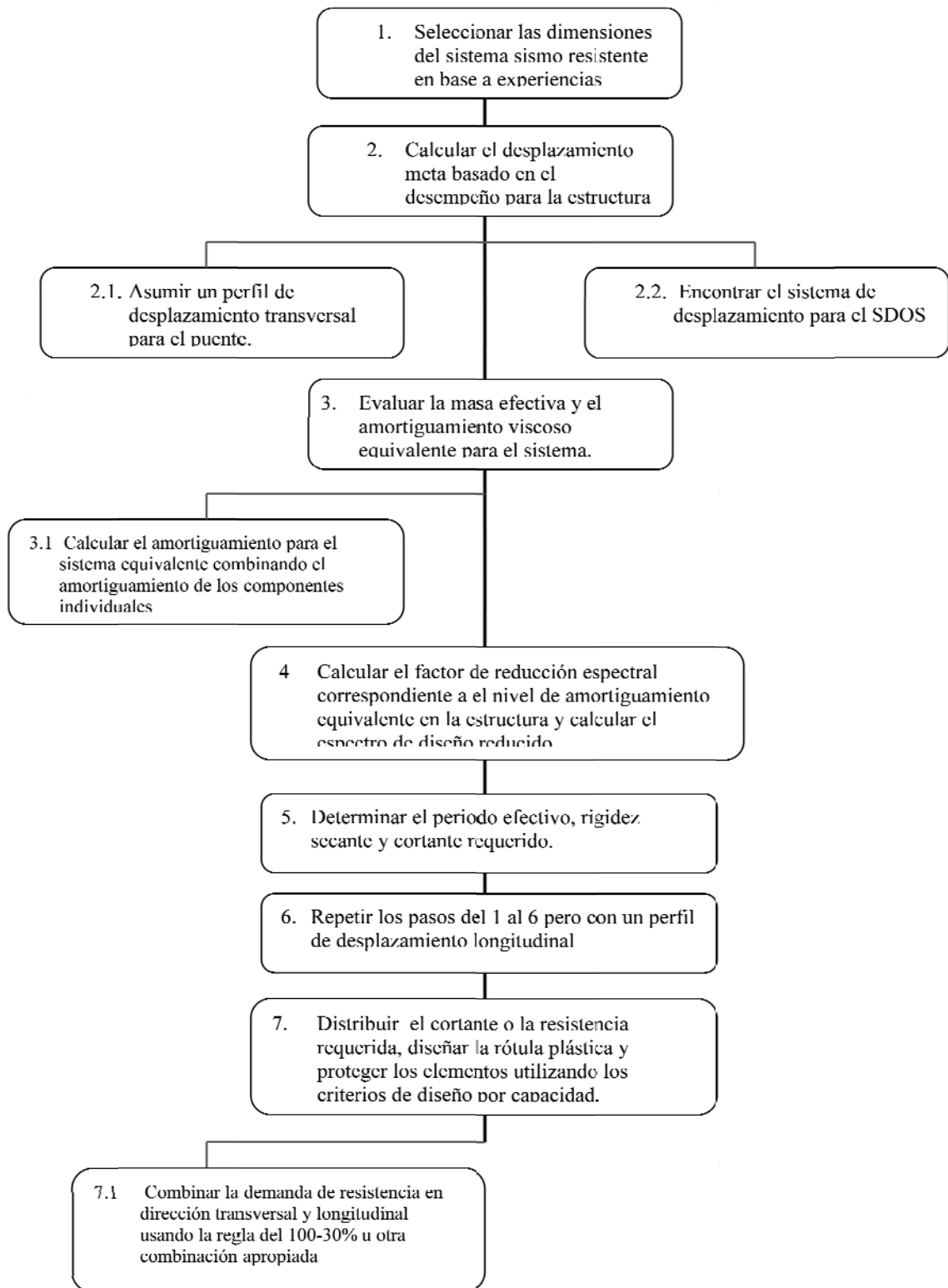


Figura 5. Procedimiento de Diseño en DDBD.

En el diseño tradicional basado en fuerzas, el daño que se espera en la estructura es controlado mediante el uso de factores de reducción de resistencia que dependen del tipo de estructura. Estos métodos han sido cuestionados (Priestley et al, 1993), atribuyéndoseles serias falencias que conducen a diseños en los que el riesgo no es uniforme. Esto último contrasta con la amenaza sísmica de riesgo uniforme actualmente incorporada en muchos códigos de diseño.

Como consecuencia de los problemas con los métodos basados en fuerzas, la última década ha sido marcada por la transición de las metodologías de diseño hacia los métodos basados en desplazamientos. La norma de diseño sísmico para puentes ordinarios de Caltrans (2004) cambio al diseño basado en desplazamientos en 1999. En el 2006 AASHTO propuso una nueva directiva de diseño sismorresistente para puentes, como parte del proyecto NCHRP 20-07 (Ibsen, 2006)

DDBD es compatible con los criterios de diseño basado en desempeño propuestos por comité Visión 2000 de SEAOC en 1996 y FEMA 356.

En resumen, DDBD debe utilizarse por las siguientes razones:

- Porque supera los problemas del diseño tradicional basado en fuerzas
- Porque produce diseños en los que la estructura alcanza el desempeño deseado.
- Porque puede usarse para diseño por desempeño.

2.6. Diseño basado en Fuerzas Vs. Diseño basado en Desplazamientos.

En la presente investigación se realiza el diseño de puentes utilizando el método basado en desplazamiento es por esto que a continuación se presenta una investigación realizada por Suarez (2009) en la que pone en evidencia los criterios errados asumidos por el diseño basado en fuerzas (DBF).

Los criterios errados asumidos por DBF son los siguientes:

a) DBF considera la rigidez independiente de la resistencia.

El DBF considera que la resistencia que se le da a una estructura (a través del acero de refuerzo) no tiene efectos sobre la rigidez de ésta. Prueba de ello es que al inicio del proceso de diseño, la rigidez es estimada para los elementos estructurales en función de su inercia gruesa o agrietada mediante la aplicación de coeficientes de reducción de la inercia geométrica, pero sin consideración de la cantidad de refuerzo en el elemento.

A continuación se presentan los resultados de varios análisis momento-curvatura, que demuestran que la rigidez de una sección de hormigón armado es directamente proporcional a su resistencia y al nivel de carga axial que actúa sobre ésta. En este estudio, dos secciones de hormigón armado, una cuadrada y otra circular son analizadas para encontrar su respuesta momento-curvatura con varios niveles de refuerzo y carga axial. La sección cuadrada mide 600 mm por lado y la circular tiene un diámetro de 1500 mm. En ambas secciones se utiliza hormigón con una resistencia a la compresión $f'_c = 30$ MPa y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia $f_y = 420$ MPa. En ambas secciones la cuantía volumétrica de acero transversal es de 0.8%. Los modelos esfuerzo-deformación utilizados en los análisis son el propuesto por Mander (1988) para el hormigón confinado y de recubrimiento, y un modelo tri-lineal que considera el endurecimiento post-fluencia para el acero. Los análisis fueron ejecutados con el programa RC-Análisis.

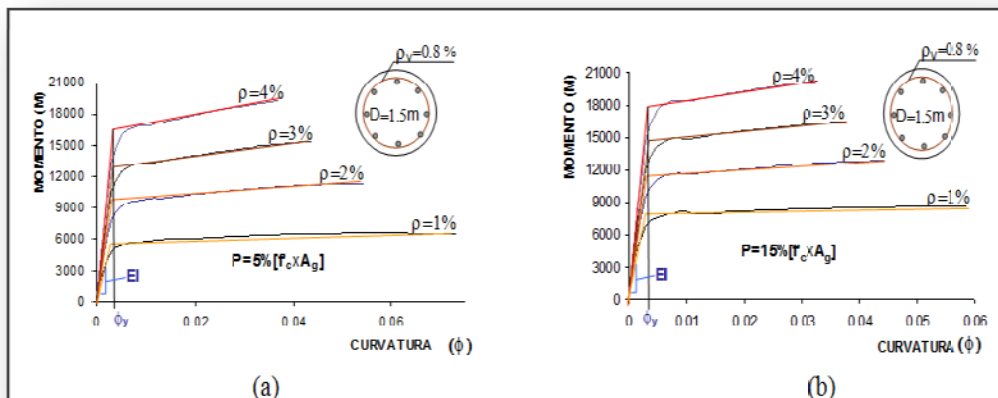


Figura 6. Relación entre Rigidez y resistencia para secciones circulares.

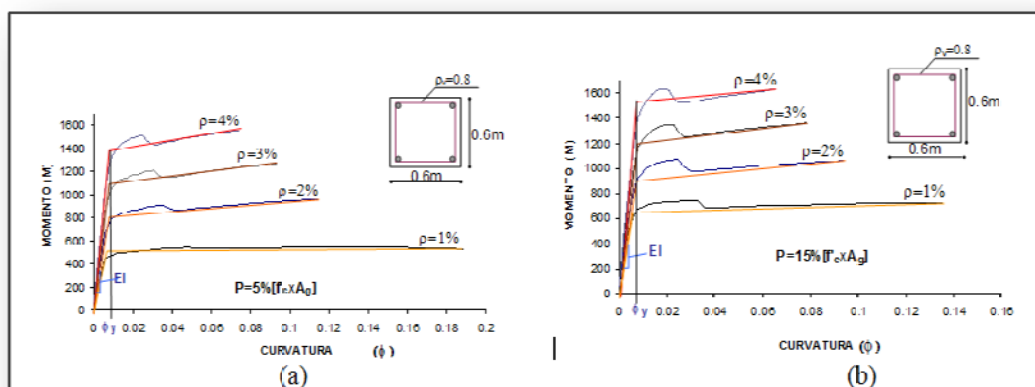


Figura 7. Relación entre Rigidez y Resistencia para secciones cuadradas.

Las Figuras 6 y 7 muestran los resultados de los análisis momento curvatura para las secciones circular y cuadrada respectivamente. En los análisis presentados en las Figuras 6.a y 7.a, la cuantía de acero longitudinal fue variada entre 1% y 4%, manteniendo constante una carga axial equivalente al 5% del producto entre f'_c y el área gruesa de la sección A_g . En los análisis presentados en las Figuras 6.b y 7.b, la cuantía de acero fue variada entre 1% y 4% bajo una carga axial incrementada al 15% de $f'_c A_g$. De la observación de estas figuras se concluye lo siguiente:

- Que la rigidez aumenta en forma proporcional a la resistencia y a la carga axial. La rigidez de una sección esta representada en el diagrama momento-curvatura por la primera pendiente de un diagrama bilineal equivalente. Si en la Figura 6.a se compara la rigidez de la sección circular con 1% de refuerzo, con la rigidez de la misma sección con 4% de refuerzo, el incremento de rigidez es del 340%. Si se compara la rigidez de la sección circular con 1% de refuerzo bajo una carga axial del 15% $f'_c A_g$ con la de la misma sección con 1% de refuerzo pero bajo 5% $f'_c A_g$ de carga axial se observa que la sección con mayor carga axial es 83% mas rígida (Figs. 6.a y 6.b).
- Que la curvatura de fluencia f_y es poco sensible a la cantidad de refuerzo y carga axial que soporta la sección, sin embargo es inversamente proporcional al peralte de la sección. Esta conclusión se hace aparente en las Figs. 6 y 7 al

observar que tanto para la sección circular como para la cuadrada f_y es adecuadamente representada por los valores de 0.004 1/m y 0.01 1/m respectivamente independientemente de la cantidad de refuerzo y carga axial. También se observa que la sección circular, de mayor peralte, tiene una menor curvatura de fluencia.

- Que la curvatura máxima que las secciones pueden alcanzar, en este estudio limitada por la fractura del refuerzo transversal, disminuye con el aumento de refuerzo y/o carga axial (i.e. aumento de resistencia) y por consiguiente se reduce también la capacidad de ductilidad por curvatura.
- El ignorar la interdependencia entre Rigidez y Resistencia causa en el DBF que el periodo y por ende la demanda sísmica sean estimados de manera inexacta. Este problema puede ser corregido en DBF implementando un proceso iterativo en el que la rigidez, periodo y demanda sísmica se re-evalúan luego de encontrar la resistencia requerida para la estructura.

Lo expuesto respalda el criterio tomado en DDBD ya que como se observa en *Ec. 1* y *Ec. 2* la rigidez es directamente proporcional a la resistencia, V_{base} y a la carga m_{eff} .

$$\text{Ecuación 1.} \quad k_{eff} := \frac{V_{base}}{\Delta_{sys}}$$

$$\text{Ecuación 2:} \quad k_{eff} := \frac{4\pi^2 \cdot m_{eff}}{T_{eff}^2}$$

b) DBF asume que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia.

En el DBF, el considerar que la rigidez es independiente de la resistencia conduce erróneamente a la suposición de que el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de la estructura (*Fig.8*)

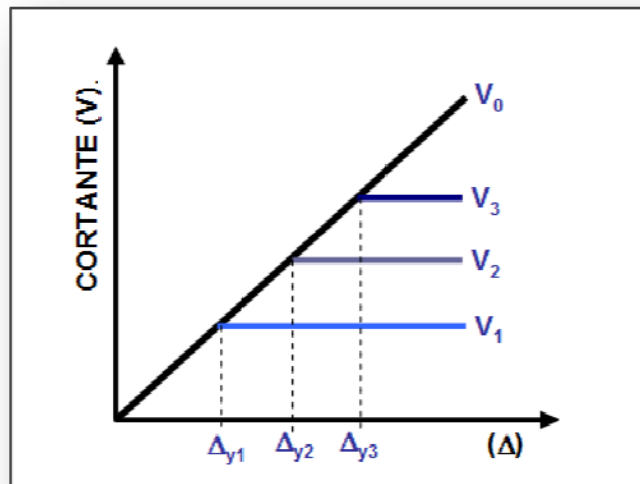


Figura 8. Desplazamiento de Fluencia en DBF.

La observación de que la curvatura de fluencia es dependiente únicamente en la geometría de la sección implica que el desplazamiento de fluencia de una estructura puede estimarse independientemente de la resistencia que la estructura posea, esto es contrario al criterio de diseño establecido en DBF y ratifica el criterio tomado por DBF como muestra *Ec. 3*.

$$\text{Ecuación 3: } \phi_y := 2.25 \cdot \frac{\epsilon_y}{D}$$

$$\text{Ecuación 4: } \Delta_y := \alpha \cdot \phi_y \cdot H^2$$

Donde ϵ_y , es la deformación unitaria del acero, D es el diámetro de la columna, α es un factor de diseño que depende del sentido de diseño, H es la altura de la columna o pila, es decir el desplazamiento se lo calcula únicamente en términos de de la forma del elemento y no del refuerzo en el mismo.

c) DBF usa factores de reducción de Resistencia.

Los factores de reducción de resistencia R usados en DBF consideran la capacidad de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia que poseen los distintos tipos de estructuras. Adicionalmente, los factores de reducción de resistencia suelen incorporar factores por importancia de la estructura (AASHTO, 2004). El usar factores de reducción de resistencia incorpora serias limitaciones al DBF, las más importantes se describen a en los párrafos siguientes:

Un componente de los factores R , es la sobre-resistencia atribuida a las estructuras. La sobre-resistencia al igual que la capacidad de ductilidad no es constante para estructuras de un mismo tipo. Edificios de baja altura, en los que las dimensiones de secciones vienen dadas por los límites mínimos especificados en los códigos, tendrán mas sobre-resistencia que edificios altos donde las secciones son controladas por el diseño, y en donde altos modos de vibración pueden incrementar la demanda. Además, si el diseñador realiza redistribución de momentos en las vigas de un pórtico, la sobre-resistencia disminuye, al igual que si el diseñador utiliza propiedades esperadas en vez de las especificadas para los materiales en el diseño de las rótulas plásticas. Es por lo tanto irracional utilizar factores R asumiendo niveles de ductilidad y sobre-resistencia constantes para cada sistema estructural.

El DBF intenta controlar el daño en las estructuras regulando el nivel de resistencia a través del factor R , al cual se suelen agregar otros factores por importancia y regularidad estructural. Si bien es cierto, a mayor resistencia menor daño, el efecto que tiene la resistencia para reducir el daño estructural depende de la ductilidad de la estructura y de la intensidad del sismo de diseño.

Para demostrar esta ultima hipótesis, se presentan en la *Fig. 9. a* los resultados de varios análisis inelásticos de historia en el tiempo en donde una pila de puente, modelada con varios niveles de resistencia lateral, fue sujeta a la acción de acelerogramas artificiales compatibles con los espectros mostrados en la *Fig. 9. b*. Si a la pila con resistencia

lateral igual al 10% del peso que soporta W , se incrementa su resistencia en un 20%, la reducción en la demanda de ductilidad que resulta es mayor que la que se obtiene de aplicar el mismo incremento de resistencia a una pila con $0.2W$ de resistencia lateral. El efecto de incrementar la resistencia es también mayor cuando el sismo de diseño tiene mayor intensidad. En resumen, el incrementar la resistencia de diseño reduce el daño en mayor proporción cuando la estructura es débil y la intensidad del sismo de diseño es alta; por lo tanto, el usar factores constantes para incrementar la resistencia de estructuras importantes o irregulares no tiene el mismo efecto sobre todas las estructuras.

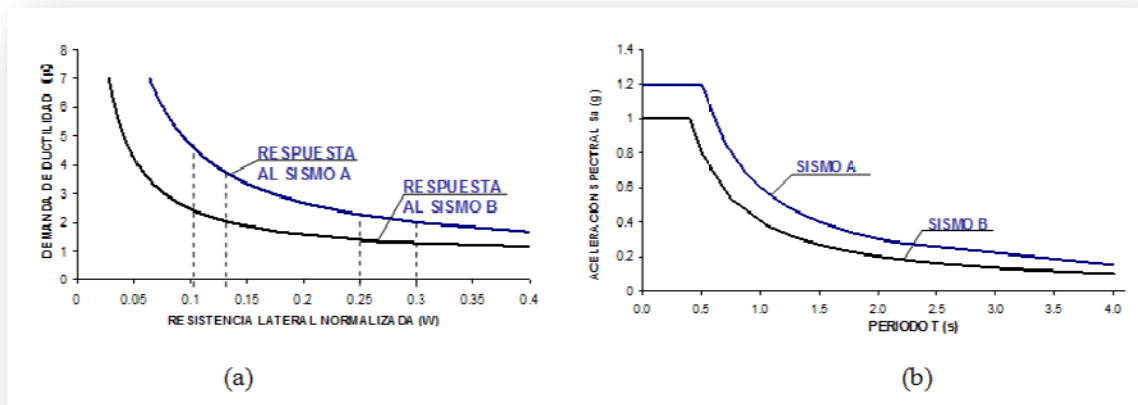


Figura 9. Demanda de ductilidad Vs. Resistencia.

***CAPITULO III: CONSIDERACIONES
SISMICAS EN DDBD.***

3.1. Sismos: Definición, causas e instrumentos de medición⁸.

Al definir un sismo se dice que “son movimientos convulsivos en el interior de la tierra y que generan una liberación repentina de energía que se propaga en forma de ondas provocando el movimiento del terreno”.

Los sismos pueden ser de origen tectónico, volcánico y artificiales (producidos por el hombre), siendo los primeros los de mayor riesgo. La explicación de la creación de sismos de origen tectónicos se fundamenta en la composición misma de la corteza terrestre, ya que ésta se subdivide en doce placas que se mueven una respecto de la otra, cuando este movimiento ocurre en forma súbita produce esfuerzos internos que ocasionan una gran liberación de energía.

A su vez, esta energía disipada se traslada a través de ondas, las mismas que pueden ser de dos tipos diferentes: las ondas principales (P) y las ondas secundarias (S), para el diseño sísmico las ondas que causan mayor daño son las ondas S, debido a que las partículas se mueven transversalmente a la dirección de propagación mientras que las ondas P lo hacen en el mismo sentido de propagación.

Las vibraciones sísmicas ocasionadas por las ondas sísmicas son registradas por sismógrafos. Estos instrumentos se encargan de compilar los datos del movimiento respecto al tiempo de un péndulo que oscila libremente dentro de un marco sujeto al suelo; este movimiento es registrado por un estilete o pluma sobre un tambor rotatorio.

Para cuantificar un sismo existen dos unidades de medida: la *magnitud* y la *intensidad* en la primera lo que se pretende medir o cuantificar es la energía liberada por el temblor, la escala más común para cuantificar es la de Richter que se basa en la amplitud de un registro en condiciones estándar. Si bien es cierto la escala de Richter es la más común, no es menos cierto que tiene sus limitaciones, ya que el valor máximo que alcanza es de ocho aunque sea mayor la disipación de energía. En vista de estas limitaciones se desarrolló una medida más directa de energía disipada por un sismo

⁸ Bazán (1998).

denominado momento sísmico. M_o , el cual es el producto de la rigidez a cortante de la corteza terrestre por el área de ruptura y por el deslizamiento de la falla que genera el temblor.

La intensidad es la unidad de medida que más interesa al ingeniero estructural, pues ésta permite saber cuánto daño sufrió un sitio determinado, siendo menor la intensidad a medida que se aleja del epicentro. No existe una unidad de medida universal para cuantificar esta variable, pero la que es más útil es la de tipo instrumental, usualmente este valor es representado en una grafica denominada “espectro de respuesta”.

3.2. Espectros de Respuesta.

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismoresistente. En forma general, se puede definir al espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad (Crisafulli *et al*, 2002).

El concepto de los espectros comenzó a gestarse gracias a la idea de Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokyo, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto de registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un terremoto. Unos años después, Hugo Benioff publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos con los cuales se podría determinar el valor máximo de respuesta y construir una curva (lo que hoy se conoce como espectro de desplazamiento elástico) cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del terremoto (Clough *et al*,

1993). Finalmente, fue Maurice Biot en el Instituto Tecnológico de California, quien propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica (*Bozorgnia et al, 1998*).

3.2.1. Procedimiento de construcción de un espectro de respuesta.

Si se considera una estructura de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T , y con igual factor de amortiguamiento, Ver (*Fig. 10*) y se los somete a la acción de un mismo terremoto -utilizando un registro de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$ -, cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, $u(t)$. Una vez que se ha calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro.

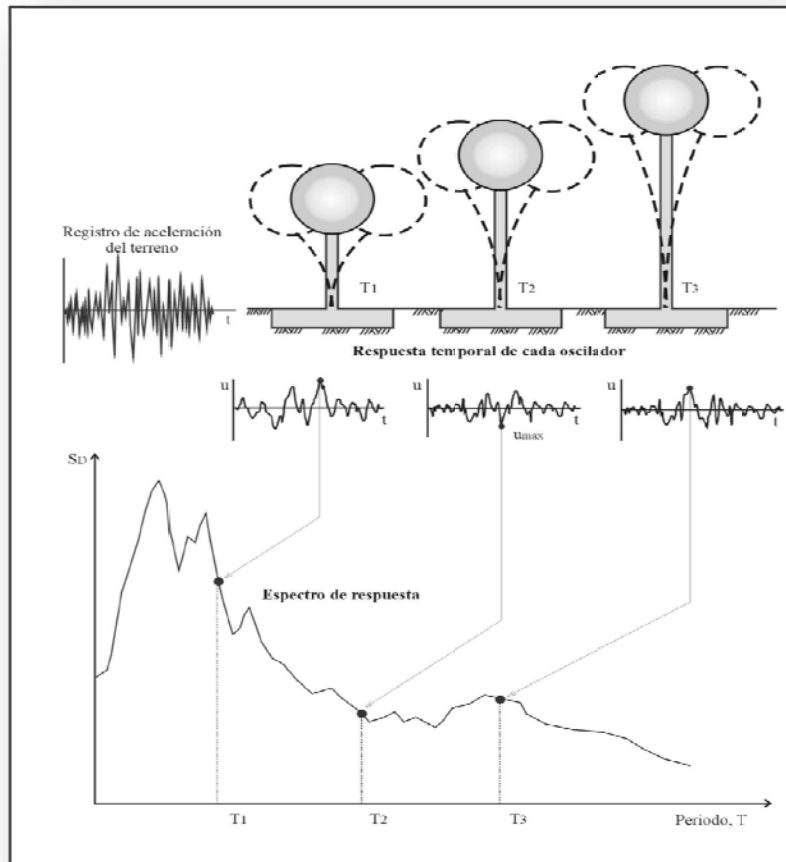


Figura 10. Metodología para la construcción de un espectro de respuesta.

3.3. Tipos de Espectros

Como se mencionó anteriormente, el concepto de espectro ha ganado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural. Es por ello que se han desarrollado varios tipos de espectros, los cuales presentan características diferentes y se utilizan con distintos objetivos. En particular se analizará tres de los espectros más comunes:

Espectros de respuesta elástica: Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, esto dificulta el registro de aceleraciones del terremoto (Crisafulli et al, 2002).

Espectros de respuesta inelástica: son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir, que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismoresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico. Como ejemplo, se puede mencionar los espectros de ductilidad, estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado, en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento último de sistemas inelásticos, en donde se consideran distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético de la estructura, como se indica en *Fig. 11*.

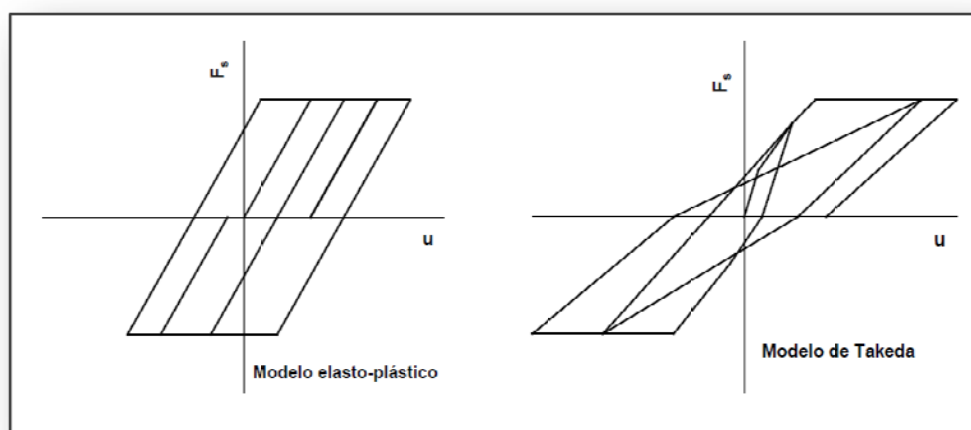


Figura 11. Tipos de Comportamiento Histerético.

Espectros de diseño: Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descritos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sísmoresistente, por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sísmorresistente se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos (Crisafulli *et al*, 2002).

Es muy importante distinguir entre espectros de respuesta, que se obtienen para un terremoto dado, y espectros de diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar, es por esto que a continuación se estudiará la metodología a seguir para la construcción de espectros de diseño.

3.4. Espectros de diseño.

3.4.1. Espectros de diseño de aceleración.

A continuación se detalla la metodología para elaborar espectros de aceleración, en ella se podrá observar que existen dos procedimientos principales. El primer es en base a especificaciones del código y el segundo es con ayuda de software y procedimientos estadísticos.

3.4.1.1. En base a especificación del código.

Como se menciona el espectro de diseño representa la sismicidad probable del lugar, es por esto que para su construcción se debe empezar por realizar un estudio de la amenaza sísmica del lugar (PSHA). Peligro o amenaza sísmica es la probabilidad de excedencia de que ocurra un movimiento fuerte del terreno de cierta intensidad en un

sitio dado dentro un periodo de tiempo determinado T , que puede ser el tiempo de exposición o de vida útil de una edificación o estructura (Camacho, 2008). La base teórica para esta metodología fue desarrollada por Cornell (1968) Ver (Fig. 12) y su procedimiento puede ser descrito en cuatro pasos. Así:

- 1) Caracterización de las fuentes generadoras de terremotos con influencia en el sitio de análisis, en términos de su geometría y distribución de probabilidad.
- 2) Determinación de la sismicidad de las fuentes consideradas, a partir del registro histórico de eventos ocurridos sobre la geometría anteriormente definida (catálogo sísmico). La sismicidad se establece por medio de una curva de recurrencia de magnitudes, la cual es una relación específica para cada fuente, que indica cual es la tasa de excedencia de una magnitud sísmica particular.
- 3) Escogencia de las funciones de atenuación que permitan caracterizar completamente la amenaza en el sitio.
- 4) Finalmente se combinan las incertidumbres asociadas a localización, tamaño y atenuación y se obtiene una *curva de amenaza*, la cual indica la probabilidad que una intensidad específica sea igualada o excedida en un periodo de tiempo determinado.

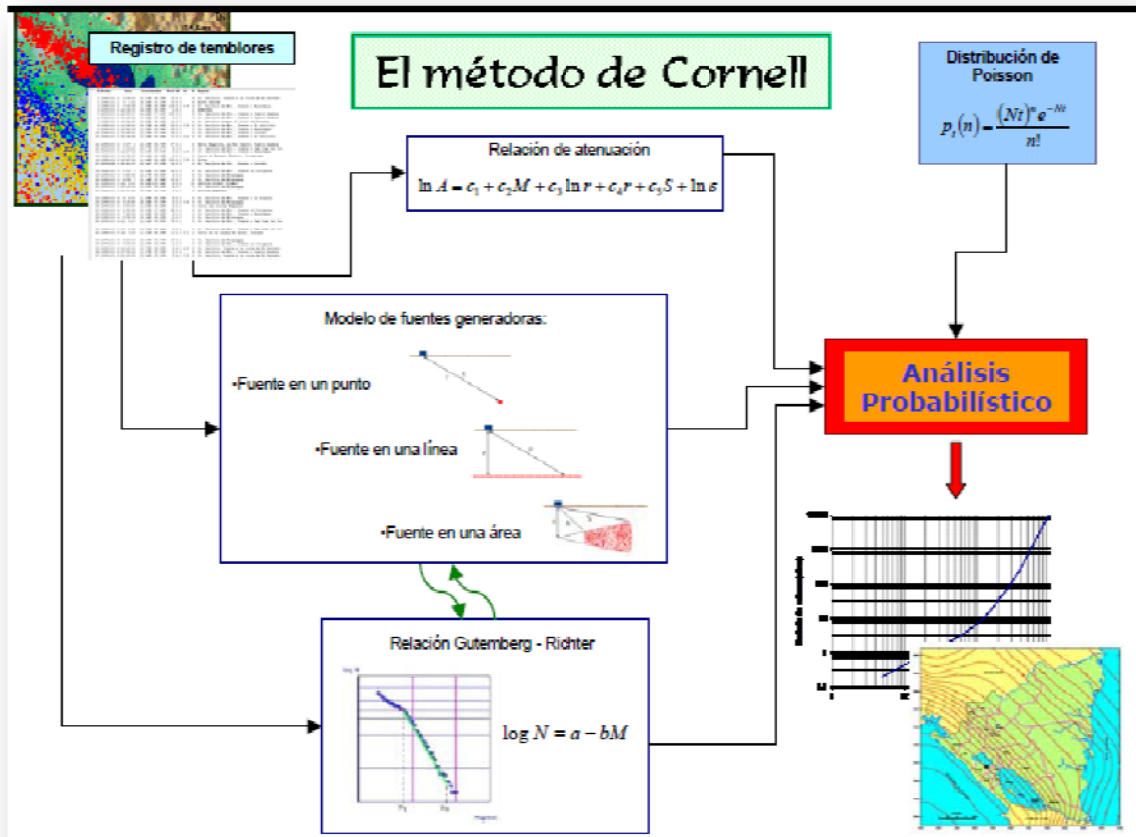


Figura 12. Flujo de información descriptivo del método de Cornell.

El procedimiento en detalle del análisis de la amenaza sísmica (PSHA) sale del alcance de la presente investigación, para una información mas completa refiérase a (Camacho, 2008; Romero, 2007; Parrales, 2001).

Cabe mencionar que en estos conceptos están basadas las regionalizaciones sísmicas que rigen en distintos países. En la (Fig. 13) se muestra la regionalización sísmica del Ecuador, en ella se ha subdividido el país en cuatro regiones de peligro sísmico crecientes, de la I hasta la IV.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador. Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor

del factor de zona Z, Ver (Tabla 2). El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

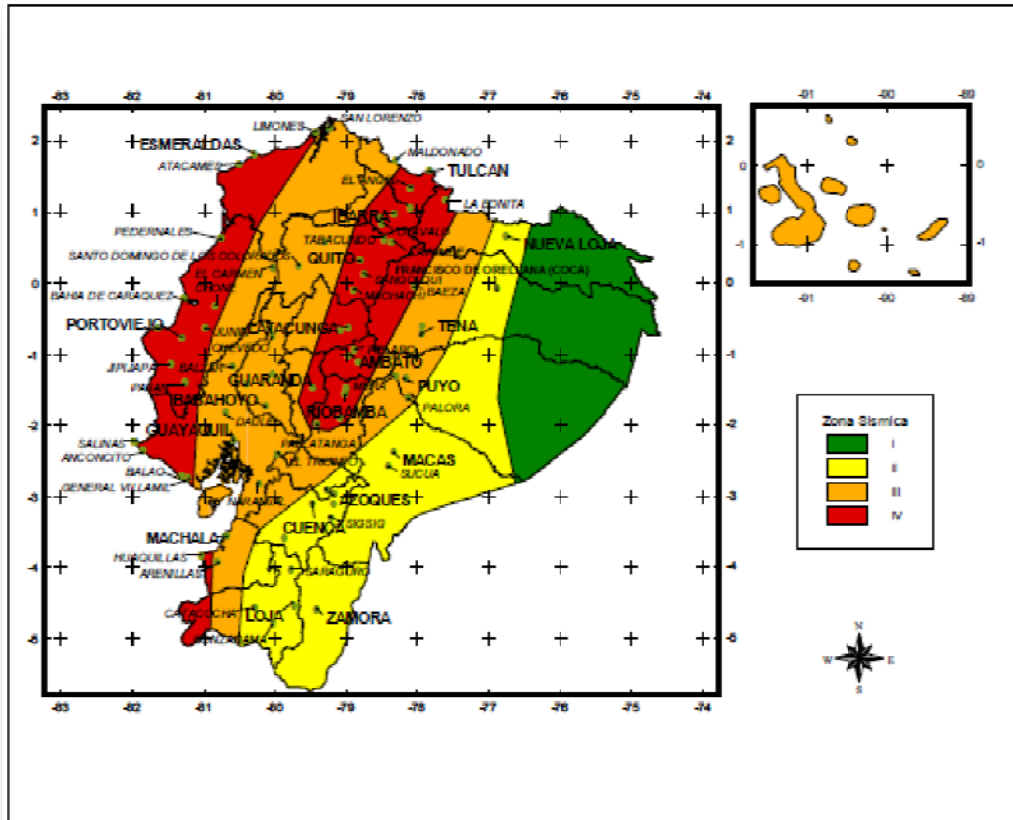


Figura 13. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.

Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.4

Fuente: (Codigo Ecuatoiano, 2002)

Una vez conocido el valor de aceleración máxima del suelo (Z) se puede construir el espectro de aceleración de diseño calculando los puntos descritos en Fig. 14.

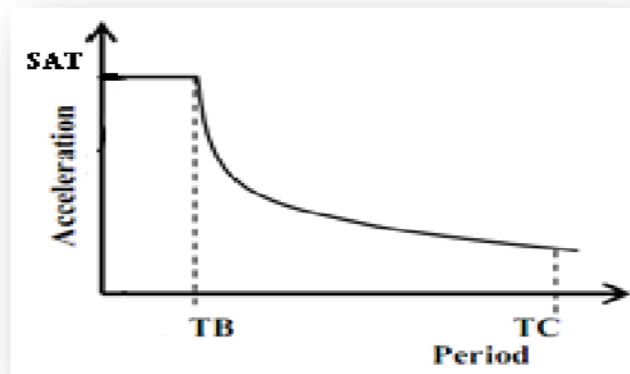


Figura 14. Espectro de aceleración de diseño.

➤ La norma Ecuatoriana (Codigo Ecuatoriano, 2002) propone las siguiente ecuaciones para construir el espectro de aceleración de diseño.

Ecuación 5 $S_{AT} := B \cdot \alpha \cdot Z$ Si $T < TB$

Ecuación 6 $S_{AT} := \frac{1.2 \cdot \alpha \cdot Z \cdot S}{T}$ Si $TB < T < TC$

Ecuación 7 $S_{AT} := \frac{\alpha \cdot Z}{2}$ Si $T > TC$

Donde:

Z= Aceleración máxima efectiva en roca, en el sitio de proyecto expresada como una fracción de (g)

S_{AT} = La aceleración espectral elástica para la estructura expresada como una fracción de g.

TC= El período de la estructura que define el fin de la rama descendente del espectro es igual al 240% del coeficiente del suelo (S), en seg.

T= El período de la estructura en seg.

TB= El período que define el inicio de la rama descendente del espectro e igual al 54% del coeficiente del suelo (S), en seg.

α = El coeficiente de importancia igual a 1 para los puentes en general. Para los puentes críticos que impliquen problemas socio-económicos graves (ie., puente sobre el río Guayas, puentes atirantados, colgantes, segmentados, etc.), el coeficiente de importancia varía entre 1.0 y 1.20.

S= El coeficiente del suelo, varía entre 1 y 2. Ver (Tabla 3)

B= El factor de amplificación dinámica que depende del tipo de suelo. Ver (Tabla 4)

El suelo está clasificado en cuatro tipos, mismos que son descritos en (Tabla 3)

Tabla 3. Valores del factor S para distintos tipos de suelo.

Clase de sitio	Tipo de suelo y perfil.
S1	Está compuesto hasta la superficie por roca de cualquier característica, que tiene una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 750m/s, o que entre la roca y la superficie están conformados por suelos duros, o densos, con un espesor menor de 60m, compuestos por depósitos estables de arenas, gravas o arcillas duras, con una velocidad de la onda de cortante
S2	Es un perfil en donde entre la roca y la superficie existen más de 60m de depósitos estables de suelos duros, o densos, compuestos por depósitos estables de arcillas duras o suelos no cohesivos, con una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 400m/s, o un perfil en donde entre la roca y la superficie existen menos de 60m de depósitos estables de suelos de consistencia media compuestos por materiales con

	una velocidad de la onda de cortante cuyo valor está entre 270 y 400 m/seg
S3	Es un perfil en donde entre la roca y la superficie hay más de 20m de suelo que contiene depósitos estables de arcillas cuya dureza entre mediana y blanda, con una velocidad de la onda de cortante entre 150 y 270m/s, y que dentro de ellos, en conjunto, hay menos de 12m de arcillas blandas.
S4	Es un perfil en donde dentro de los depósitos existentes entre la roca y la superficie hay más de 12m de arcillas blandas caracterizadas por una velocidad de la onda de cortante menor de 150m/s.

Fuente: (CORPEECUADOR, 1996).

Tabla 4. Factor de amplificación dinámica para distintos tipos de suelo.

SUELO TIPO	S	B
S1(Duro)	1.0	2.5
S2(Semiduro)	1.2	2.5
S3(Blando)	1.5	2.5
S4(Muy Blando)	2.0	2.5

Fuente: (CORPEECUADOR, 1996).

➤ Otra forma de calcular el espectro de aceleración de diseño es utilizando los *Mapas de riesgo sísmico (USGS/AASHTO)* elaborados por la *U.S Geological Survey Depicting Probabilistic (AASHTO, 2004)*. Estos mapas permiten la construcción de espectros de respuesta para 7% de probabilidad de ocurrencia en 75 años. Aunque los valores son únicamente para sitios de los Estados Unidos se ha creído conveniente el estudio de la metodología de diseño, misma que puede servir como base para investigaciones futuras.

El espectro de respuesta mostrado en *Fig.15*, tiene el siguiente procedimiento de cálculo:

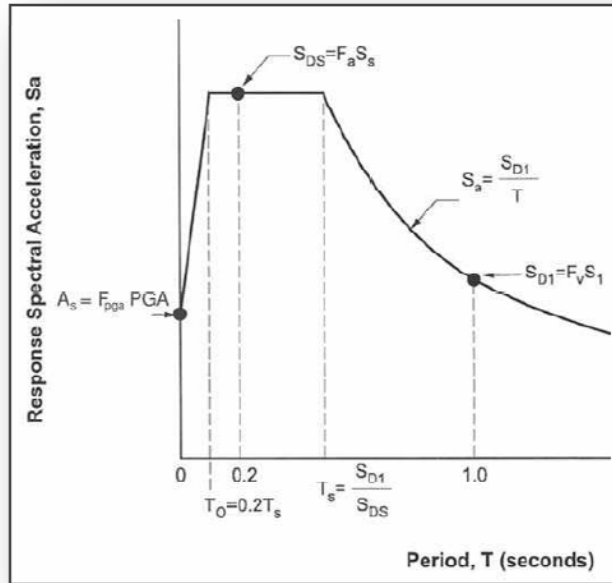


Figura 15. Espectro de respuesta.

Los valores de S_a , T_s y T_0 , son calculados con las *Ec.8*, *Ec.9* y *Ec.10* respectivamente.

Ecuación 8: $A_s := F_{pga} \cdot PGA$

Ecuación 9: $S_{DS} := F_a \cdot S_s$

Ecuación 10: $S_{D1} := F_v \cdot S_1$

Donde:

Es un coeficiente que describe las aceleraciones pico del suelo, definido en *Tabla.6*

PGA: Coeficiente de aceleración horizontal pico en roca clase B.

F_a : Coeficiente de sitio de aceleración espectral para un periodo de 0.2s. Ver

Tabla.6

S_S : Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 0.2s en roca clase B.

F_v : Coeficiente del lugar para periodo de 1s de aceleración espectral. Ver

Tabla.7

S_1 : Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de de 1s.

Este método divide el suelo en 6 categorías (A – F), y toma el suelo clase B como base para el cálculo. En *Tabla.5* se muestra las características de cada tipo de suelo.

Tabla 5. Caracterización del Suelo.

Clase de sitio	Tipo de suelo y perfil.
A	Roca fuerte con velocidad de onda, $V_s > 5000$ ft/s.
B	Roca con velocidad de onda, V_s entre 2500 y 5000 ft/s.
C	Suelo muy denso y roca con velocidad de onda, V_s entre 1200 y 2500 ft/s.
D	Suelo rígido con velocidad de onda, V_s entre 600 y 1200 ft/s.
E	Perfil de suelo con velocidad de onda, V_s menor a 600 ft/s.
F	Requiere evaluación del suelo.

Fuente: *AASHTO, 2007.*

Tabla 6. Valores de F_{pga} y F_a como una función de la clase de sitio y aceleración pico del suelo para periodos cortos

Clase de sitio	Mapa de aceleración pico del suelo para periodos cortos.				
	PGA≤0.1	PGA=0.2	PGA≤0.3	PGA≤0.4	PGA≥0.5
	$S_S≤0.25$	$S_S≤0.5$	$S_S≤0.75$	$S_S≤1$	$S_S≥1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	a	a	a	a	a

Nota: a: Se necesita investigaciones geotécnicas propias del sitio.

Fuente: *AASHTO, 2007.*

Tabla 7. Valores de F_v como una función de la clase de sitio y aceleración pico del suelo para periodos de 1s.

Clase de sitio	Mapa de aceleración pico del suelo para periodo de 1s.				
	$S_1≤0.1$	$S_1=0.2$	$S_1=0.3$	$S_1=0.4$	$S_1≥0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	a	a	a	a	A

Nota: a: Se necesita investigaciones geotécnicas propias del sitio.

Fuente: *AASHTO, 2007.*

Los valores de PGA , S_S y S_1 se los puede obtener con los mapas de movimiento de suelo⁹.

➤ Una alternativa viable para elaborar espectros de aceleración de diseño es la propuesta por Priestley (Priestley et al, 2007) la misma que se basa valores predeterminados para la construcción del espectro. Estos valores están en función de dos tipos de suelo: firme y blando. Los valores típicos para los dos tipos de suelo se muestran en Tabla 8.

Tabla 8. Valores típicos para construcción del espectro de diseño de aceleración.

	PGA	TA	TB	TC	CA
Suelo firme	0.4g	0.15s	0.5s	4s	2.5
Suelo blando.	0.48g	0.15s	0.8s	4s	2.5

Fuente: (Priestley et al, 2007).

Con estos valores como datos de entrada el procedimiento de cálculo es el siguiente:

La construcción del espectro se puede dividir en cuatro tramos, es decir de 0 a TA , de TA a TB , de TB a TC y TC en adelante. Ver (Fig. 16).

⁹ AASHTO, 2007 Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, Secc: 3-16, Pag 3-42.

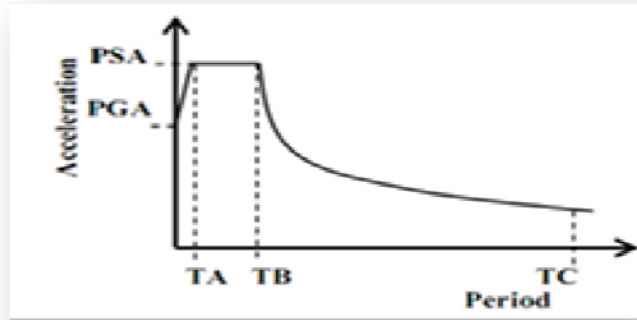


Figura 16. Espectro de aceleración de diseño.

En el tramo $0-T_A$ existe una relación lineal entre los puntos mencionados, relación que es descrita por la *Ec. 11*

$$\text{Ecuación 11:} \quad S_{AT} := PGA \cdot \left[1 + (C_A - 1) \cdot \frac{T}{T_A} \right] \quad 0 < T < T_A$$

Donde:

PGA ó Z : Valor de aceleración máxima del suelo.

Es la aceleración espectral.

Es un valor constante que al multiplicarlo por PGA se calcula el valor de PSA (2.5 a 2.75).

T : Es el periodo desde 0 hasta T_A , y T_A comúnmente es igual a 0.15s.

Con la *Ec. 12* se puede definir la línea horizontal descrita en el segundo tramo (T_A-T_B).

Así:

$$\text{Ecuación 12:} \quad T_A < T < T_B \quad S_{AT} := C_A \cdot PGA$$

Donde:

T_B : Depende de la condición del suelo, se lo puede obtener del acelerograma propio del sismo.

El siguiente tramo describe una curva que se la puede graficar con los datos obtenidos al aplicar la *Ec.13*.

$$\text{Ecuación 13:} \quad T_B < T < T_C \quad S_{AT} := C_A \cdot PGA \cdot \frac{T_B}{T}$$

Los valores mayores a T_C se los obtiene con la *Ec.14*

$$\text{Ecuación 14:} \quad T > T_C \quad S_{AT} := C_A \cdot PGA \cdot \frac{T_B \cdot T_C}{T^2}$$

3.4.1.2. Con ayuda de software y procedimientos estadísticos.

Si no se cuenta con los mapas de riesgo sísmico se puede calcular el espectro de aceleración de diseño con ayuda de herramientas informáticas y procedimientos estadísticos. El procedimiento de construcción comprende dos etapas:

1) Obtener con ayuda de softwares los espectros de respuesta de varios sismos representativos del lugar.

Existen varios softwares en el mercado entre ellos *seísmo signal* (seismosoft, 2009) o *spectrum*¹⁰. Estos programas utilizan como datos de entrada las mediciones reales del sismo y devuelven el espectro de respuesta de un sismo en particular.

¹⁰ spectrum es una herramienta del laboratorio virtual de ingeniería sísmica (VLEE) de la Universidad Técnica Particular de Loja, el acceso es gratuito y se encuentra disponible en: www.utpl.edu.ec/vlee.

2) Aplicar un procedimiento estadístico.

El más usual es considerar el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta (Crisafulli *et al*, 2002). Si los valores de los espectros de respuesta son similares, la desviación estándar es baja y la curva espectral se asemeja al promedio. Por el contrario, si los valores presentan diferencias significativas, la desviación estándar es alta y la curva espectral se acerca al valor máximo, o incluso puede superarlo; de modo que este procedimiento tiene en cuenta la mayor o menor dispersión de los datos y conduce a resultados confiables. En la *Fig. 17* se presenta el espectro promedio y promedio más la desviación estándar construido a partir de los cuatro espectros de respuesta. Puede observarse claramente que la definición del espectro de diseño a partir de valores promedio conduce a resultados poco seguros en la mayoría de los casos para los datos considerados.

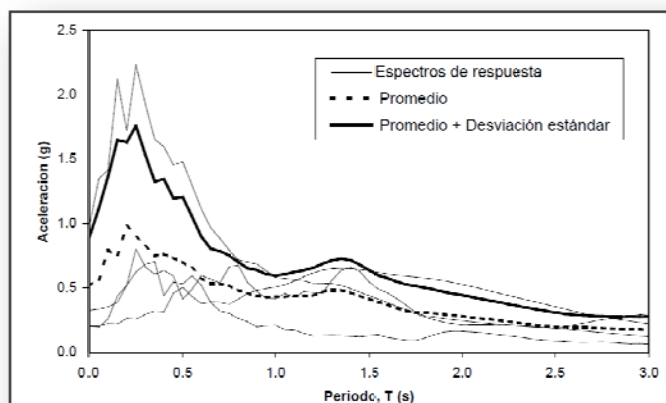


Figura 17. Espectro de respuesta, Promedio, Promedio + Desviación estándar.

3.4.2. Espectro de desplazamiento.

La magnitud del sismo, descrita en secciones anteriores, se mide en términos del periodo y la aceleración espectral, siendo ésta la forma tradicional de cuantificar un sismo. Si se desea realizar diseños sismorresistente utilizando el criterio de los desplazamientos, se requiere cuantificar el sismo en términos del desplazamiento. Ver (*Fig. 18*), este espectro de desplazamiento se puede obtener directamente desde el sismo

o se lo puede calcular en términos de la aceleración espectral, la *Ec.15* define el desplazamiento máximo del sismo en términos de aceleración espectral, periodo (T) y gravedad (g), así:

Ecuación 15:

$$\Delta_T := \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{AT} \cdot g$$

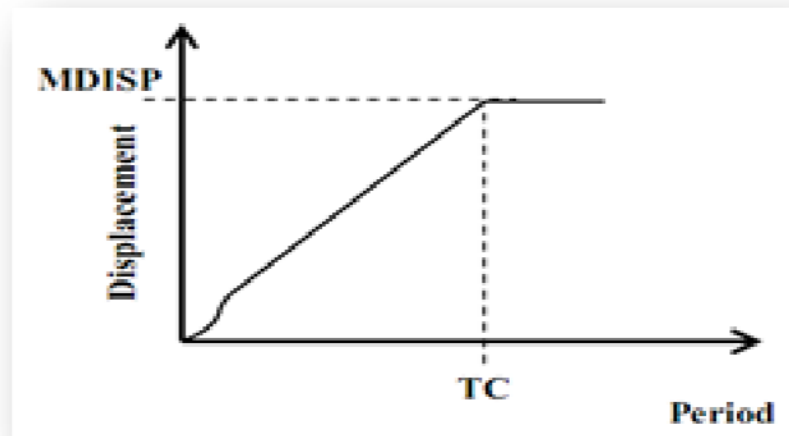


Figura 18. Espectro de Desplazamiento.

En una investigación realizada por Faccioli (Faccioli et al, 2004) se analizaron un gran número de registros. Estos registros incluyen sismos de larga magnitud ($M = 7.6$) y corta magnitud ($5.4 < M < 6.9$). En la misma se concluye entre otras cosas lo siguiente:

Para sismos con momentos de magnitud mayores a $M = 5.7$, la relación que define el periodo esquina es la siguiente:

$$\text{Ecuación 16} \quad T_c := 1 + 2.5(M_w - 5.7)$$

El desplazamiento de respuesta máxima (MDISP) depende de la magnitud de la distancia epicentral r (km), de la magnitud del momento M_w y del termino C_s que es una constante en función del suelo. El desplazamiento se lo puede calcular con Ec.17

$$\text{Ecuación 17} \quad MDISP := C_s \cdot \frac{10^{(M_w - 3.2)}}{r}$$

El valor de C_s es igual a 1 para suelo firme, 0.7 para roca, 1.4 para suelo intermedio y 1.8 para suelo blando.

El desplazamiento para el periodo esquina (Δ_c) se lo puede calcular con Ec.18

$$\text{Ecuación 18} \quad \Delta_c := \frac{C_A \cdot PGA \cdot T_B \cdot T_C \cdot g}{4 \cdot \pi^2}$$

3.4.2.1. Periodos de retorno

Es habitual asignar diferentes periodos de retorno, o mas correctamente probabilidad de excedencia anual, para diseñar los diferentes estados limites (En la sección 4.2 se habla en detalle de los estados limites). Por ejemplo el Eurocode (1998) define tres niveles de diseño sísmico correspondientes a diferentes estados límites:

- a) *Nivel sísmico 1. Estado limite de serviciabilidad:* Es estado limite tiene un nivel de excedencia de 50% en 50 años, aproximadamente correspondiente para un promedio de periodo de retorno igual a 72 años. (Priestley et al, 2007).
- b) *Nivel sísmico 2. Estado limite de control de daño:* El nivel 2 de sismicidad tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, aproximadamente correspondiente a un promedio de periodo de retorno igual a 475 años. (Priestley et al, 2007).
- c) *Nivel sísmico 3. Estado limite de seguridad de vida:* El nivel 3 de sismicidad tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, aproximadamente un promedio de periodo de retorno igual a 2500 años. (Priestley et al, 2007).

3.5. Ejemplos.

- **Ejemplo 1.**

Se desea construir el espectro de aceleración de diseño para la ciudad de Loja (Ver Fig.13). El tipo de suelo en donde se ubica la obra es S2 (Semiduro). El puente ha sido clasificado como critico (Ver sección 2.3). Utilizar el procedimiento descrito por la norma CORPEECUADOR(1996).

1) En la Fig.13 se observa que la ciudad de Loja se ubica en la Zona sísmica II por lo tanto $Z=0.25$. De la Tabla 4 se obtiene el valor de $S_2=1.2$ y $B=2.5$. Debido a que el puente es considerado como critico $\alpha=1.2$.

2)

$$T_C := \frac{240}{100} \cdot S \qquad T_C := \frac{240}{100} \cdot 1.2 = 2.88$$

$$T_B := \frac{54}{100} \cdot S \qquad T_B := \frac{54}{100} \cdot 1.2 = 0.648$$

Aplicando las Ecuaciones 5, 6, 7. se calcula el espectro de aceleración de diseño. Los datos se muestran en Tabla 9.

Tabla 9. Puntos que conforman el espectro de diseño.

T<TB		TB<T<TC		T>TC	
T (s)	Sat	T (s)	Sat	T (s)	Sat
0	0.75	0.648	0.75	2.88	0.15
0.1	0.75	0.9	0.48	3	0.15
0.2	0.75	1.2	0.36	3.2	0.15
0.3	0.75	1.4	0.309	3.6	0.15
0.4	0.75	1.6	0.27	3.8	0.15
0.5	0.75	2	0.216	4	0.15
0.6	0.75	2.5	0.1728	4.5	0.15
0.648	0.75	2.88	0.15	5	0.15

En Figura 19 se observa el espectro de aceleración para el sitio propuesto en el ejemplo 1.

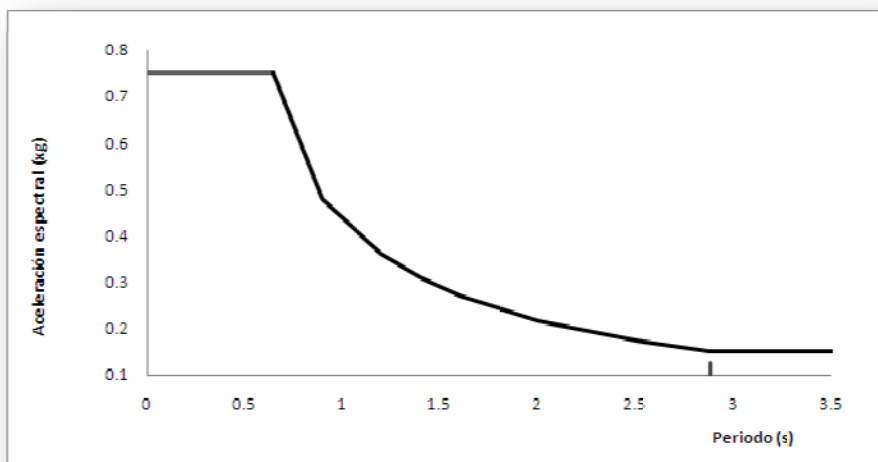


Figura 19. Espectro de diseño de aceleración.

- **Ejemplo 2.**

Diseñar los espectros de desplazamiento y aceleración de diseño para los estados límites de serviciabilidad, control de daño y seguridad de vida. Para su construcción tomar la información dada por el análisis probabilístico de amenaza sísmica, que a continuación se presenta:

Para una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años (estado límite de serviciabilidad) la amenaza sísmica es dominada por un sismo de magnitud igual a 6.15 a una distancia de 10km. Para el nivel 2 de sismicidad (10% en 50 años), la amenaza sísmica es dominada por un sismo de magnitud igual a 7 en 10km. Y para el nivel 3 de sismicidad llamado seguridad de vida la amenaza sísmica es dominada por un sismo de magnitud igual a 7.5 con una distancia al epicentro de 10km.

Los datos de entrada son los siguientes.

	Nivel1 EQ	Nivel2 EQ	Nivel3 EQ
	50% en 50 años	10% en 50 años	2% en 50 años
Mag. (Mw)	5.8	6.8	7.5
Dis. Epicentr (r)	10	10	10
TB	0.3	0.5	0.7
PGA	0.19	0.46	0.6
CA	2.5	2.5	2.5
TA	0.15	0.15	0.15

Los valores de TB, PGA, CA, y TA son tomados en función del registro del terreno.

Ver Tabla (8).

A continuación se calcula el periodo esquina (TC) y el desplazamiento máximo (Δ) con las Ec. 16, 17 y el valor de PSA que es igual 2.5 veces PGA.

Per. Esquina (T_c)	1.25	3.75	5.50
Desp. Esquina (Δ)	40	398	1995
PSA	0.475	1.15	1.50

La curva descrita desde el punto TA al TC se la obtiene igualando las Ecs. 17, 18 y despejando en términos de la aceleración. Ver. Fig.20

En Anexo A se puede observar en detalle los puntos del las Fig. 20,21.

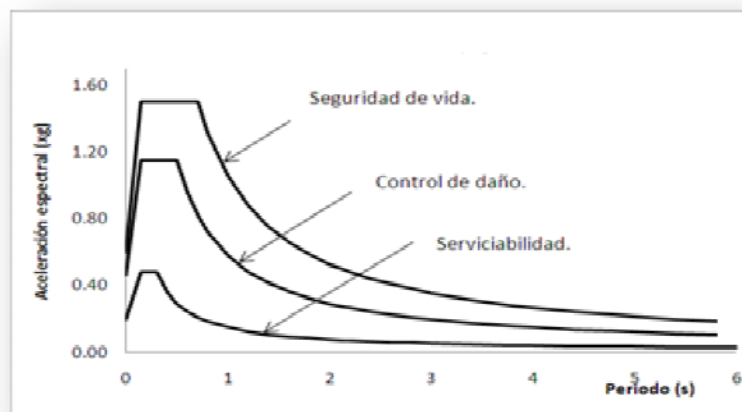


Figura 20. Espectro de aceleración para estado límite de seguridad de vida, Control de daño, Serviciabilidad.

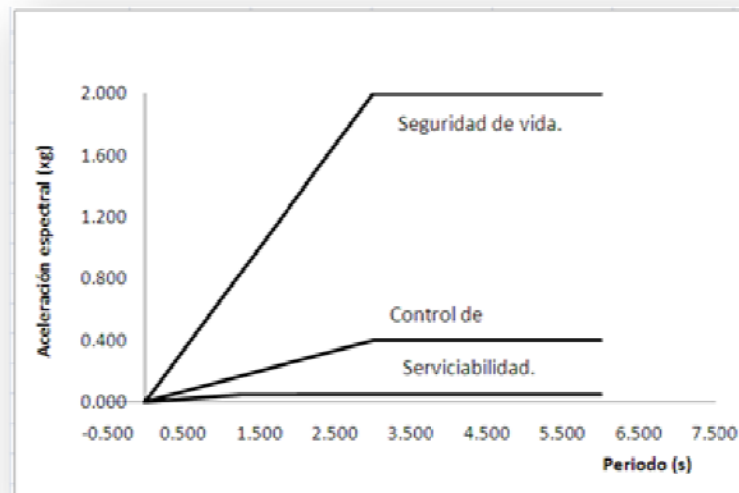


Figura 21. Espectro de desplazamiento para estado límite de seguridad de vida, Control de daño, Serviciabilidad.

***CAPITULO IV: FUNDAMENTOS Y
PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA
PUENTES CARRETEROS
UTILIZANDO “DDBD”.***

4.1. Consideraciones Básicas de DDBD.

DDBD como se mencionó en la *sección 2.4.3.*, es una herramienta para diseño de puentes que utiliza como dato de partida el desplazamiento meta, este desplazamiento es calculado en términos de deriva, ductilidad o cualquier otro indicador de daño y en función del objetivo de diseño seleccionado. Posteriormente se calculan los valores para el sistema equivalente y la resistencia necesaria para alcanzar el desplazamiento mencionado. Finalmente se distribuye la resistencia y se refuerzan los elementos utilizando el criterio de diseño por capacidad.

Los códigos de diseño sismorresistente para puentes, por motivos principalmente económicos permiten que las estructuras disipen energía a través de la deformación de sus miembros hasta rangos inelásticos. DDBD describe este comportamiento utilizando el método de Linearización equivalente propuesto por Shibata y Sozen (1976). (*Fig.22*), en donde el sistema no lineal de respuesta es sustituido por un sistema equivalente elástico, este sistema tiene una rigidez secante () y un amortiguamiento equivalente () para igualar la máxima respuesta del sistema no-lineal.

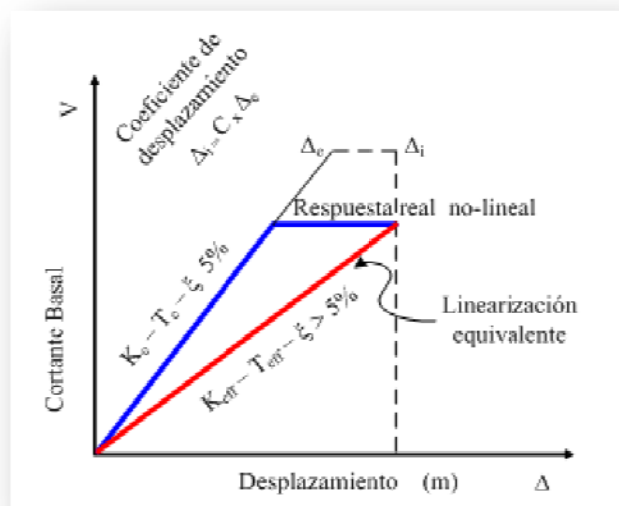


Figura 22. Método de Linearización equivalente.

Una vez calculado el desplazamiento para el sistema, es fácil calcular el periodo del mismo, lo que se debe realizar es ingresar al espectro de respuesta con el valor de desplazamiento e interpolar para obtener el periodo efectivo. El espectro de respuesta debe estar reducido para el nivel de amortiguamiento del puente tal como se muestra en la Fig.23.

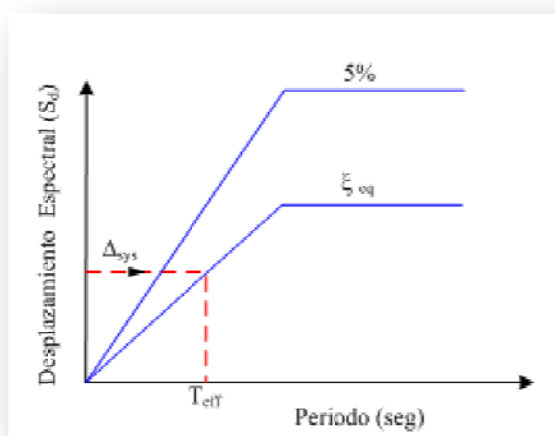


Figura 23. Determinación del Periodo Efectivo en DDBD.

4.2. Estados límites de diseño.

Existen varios tipos de estados límites, los mismos que pueden ser muy restrictivos para obras en la que su importancia sea elevada o permisibles para obras de menor importancia. El estado límite se lo puede establecer en términos de deformación unitaria, deriva, ductilidad o cualquier otro índice de estabilidad o daño (Suarez, 2008) (DDBD, utiliza la deformación unitaria del concreto confinado () para definir el estado límite de diseño).

4.2.1. Estado límite de serviciabilidad.

Este estado límite es muy seguro y se lo puede definir como el estado en que la estructura no necesitaría ser reparada luego del evento sísmico. En este estado límite el agrietamiento en el concreto es muy pequeño, el acero puede llegar hasta la fluencia y el desplazamiento puede exceder el límite de fluencia . (Fig.24) (Priestley *et al*, 2007).

Los valores típicos de este estado límite se muestran en *Tabla.10*

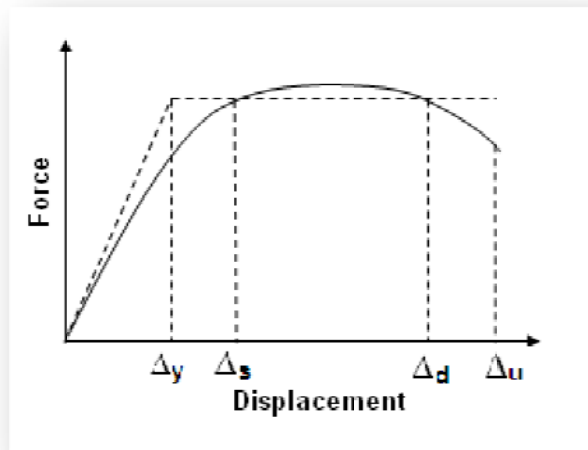


Figura 24. Desplazamientos para los distintos estados límites.

Tabla 10. Valores típicos de deformación unitaria para elementos estructurales diseñados bajo el estado límite de serviciabilidad.

Elemento	Parámetro	Valor
Columna circular de concreto reforzado.	Deformación unitaria	0.003
Acero en tensión	Deformación unitaria	0.015

Fuente: (Priestley *et al*, 2007).

4.2.2. Estado límite de control de Daño.

Este estado límite es más permisible que el de serviciabilidad, es muy práctico para el diseño de puentes y se lo puede definir como un estado en el que la estructura requerirá reparación económica del refuerzo transversal después de ocurrido el sismo (Kowalsky, 2000).

Luego del sismo los elementos de la estructuras pueden necesitar el remplazo del recubrimiento, y la presencia de grietas requieren la inyección de una lechada de hormigón para evitar la corrosión.

El desplazamiento (Δ_d) llega hasta niveles plásticos (Fig.24) que pueden ser calculados por el método de la rótula plástica (Priestley y Calvi, 1993) y la deformación unitaria para el concreto confinado se calcula con la ecuación propuesta por Mander (1988). Ver. Fig.25.

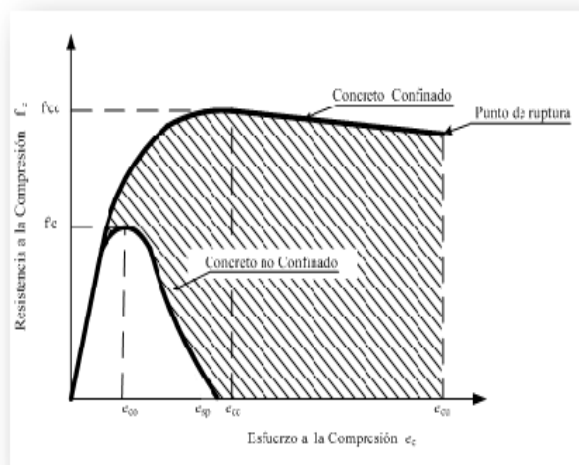


Figura 25. Curva resistencia a la compresión Vs esfuerzo a la compresión para el concreto.

Ecuación 19:

$$\varepsilon_{cdc} := 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

$$\text{Ecuación 20: } f'_{cc} := f'_c \cdot \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_1}{f'_c}} - 2 \frac{f_1}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$\text{Ecuación 21: } f_1 := 0.5 \cdot \rho_v \cdot f_{yh}$$

Donde:

ε_{cdc} : Deformación unitaria que causa la ruptura del refuerzo transversal.

ρ_v : Cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal.

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

ε_{su} : Deformación unitaria ultima del acero de refuerzo transversal.

f'_{cc} : Esfuerzo a compresión del concreto confinado.

f'_c : Esfuerzo a compresión del concreto no confinado.

f_1 : Esfuerzo confinado.

Los valores típicos para este estado límite se muestran en *Tabla. 11*.

Tabla 11. Valores típicos de deformación unitaria y ductilidad para elementos estructurales diseñados bajo el estado límite de control de daño.

Elemento	Parámetro	Valor
Columna circular de concreto reforzado.	Deformación unitaria $\varepsilon_{c,s}$	0.018
Acero en tensión	Deformación unitaria $\varepsilon_{c,s}$	0.06
Elementos estructural	Ductilidad μ_{Δ}	3-6

Fuente: Priestley *et al*, 2007.

4.2.3. Estabilidad límite.

En este estado no se considera el daño estructural que ocurre en los elementos sino la estabilidad que tiene el puente o un elemento de éste luego de ocurrido un sismo. La *Fig.26* muestra como la pila tiene una capacidad de desplazamiento (), que produce un momento llamado P- Δ . El momento, que es igual al producto del desplazamiento por la carga P sobre la pila, ocasiona un mayor esfuerzo en la base de pila que, si excede su resistencia, puede llevar hasta el colapso de la estructura. Para evitar este suceso, se cuantifica la estabilidad de la pila relacionando el momento P- Δ con el momento de diseño, esta relación es conocida como índice de estabilidad (), factor que no debería sobrepasar el 30%. Si el índice de estabilidad está en un rango del 8% al 30% se corrigen los efectos P- Δ aumentado al momento de diseño la mitad de su valor, si el índice de estabilidad es menor que el 8% indica que los efectos P- Δ no tiene influencia en el diseño y si el índice de estabilidad supera el 30% hay que corregir la sección de la pila y realizar un nuevo diseño.

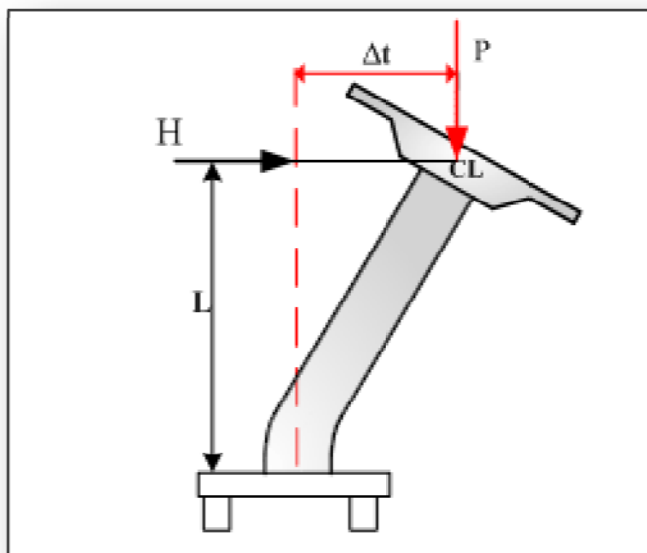


Figura 26.Efectos P- Δ .

4.3. Procedimiento de Diseño en DDBD para elementos de un grado de libertad (SDOF).

El procedimiento se basa en una linearización equivalente aproximada (Shibata y Sozen, 1976) en el que se sustituye un sistema inelástico de máxima respuesta con un sistema elástico equivalente, con rigidez secante (K_{eff}) y amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) (*Fig.17*).

El diseño sísmico es representado por un espectro de desplazamiento que es reducido al nivel de amortiguamiento de la estructura. *Ver Fig.23*.

Las pilas de un puente regular tipo marco pueden ser diseñadas como sistemas de un grado de libertad (SDOF). Es común que se construyan puentes de acceso al puente principal, las pilas de este también pueden ser consideradas como SDOF.

Los pasos a seguir para diseñar con DDBD son seis y se muestran en la *Fig.27*.

4.3.1. Paso 1. Definiendo componentes y dimensiones de las secciones.

Lo primero que se realiza en DDBD, es hacer un análisis para cargas no sísmicas o gravitacionales. En este paso se escoge la configuración del puente: elementos que lo conforman, tamaños de cada elemento, distribución de sus elementos y forma.

El análisis se lo puede realizar con ayuda de software disponibles en el mercado, como: SAP12¹¹, este programa estructural trabaja con elementos finitos, es una herramienta informática de gran ayuda tanto para el análisis como diseño de estructuras civiles. La versión 12 trae una herramienta llamada **BrIM** (Información del modelo del puente), y se caracteriza por disponer entre otras cosas: carga vehicular de AASHTO, Caltrans and JTG, además de diseñar con AASHTO LRFD (2007).

¹¹ Disponible en: web: www.csiberkeley.com

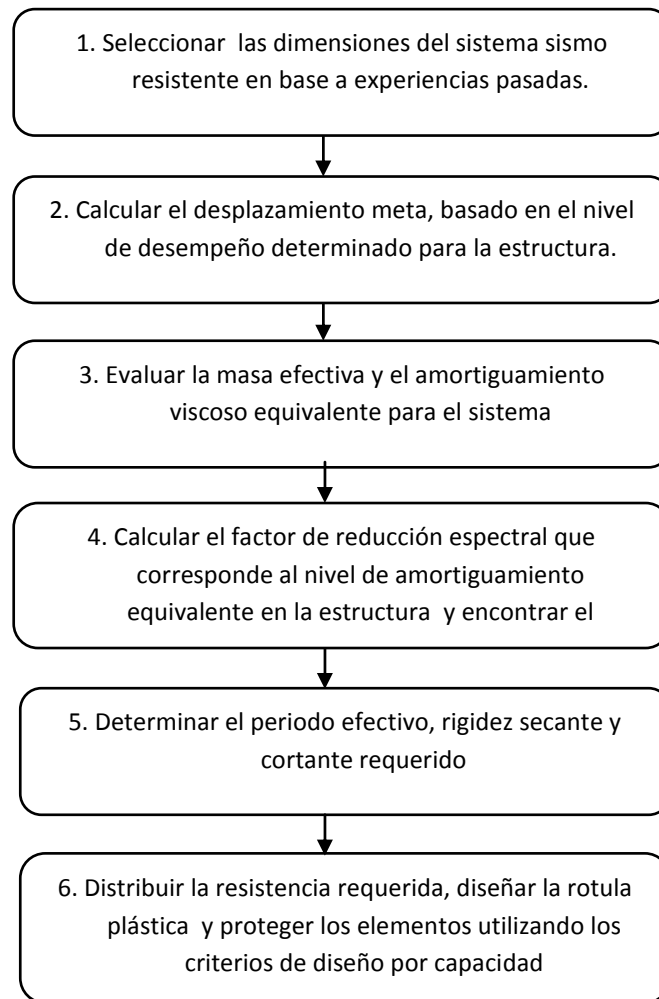


Figura 27. Procedimiento de diseño en DDBD.

4.3.2. Paso.2 Calcular el desplazamiento meta.

Para diseñar puentes por el método DDBD se necesita calcular el desplazamiento meta, que es el desplazamiento necesario para alcanzar el objetivo de diseño requerido, como ya se lo ha mencionado en ocasiones anteriores. El desplazamiento esperado en una pila de puente se compone de dos tramos o dos fases *Ver Fig.28*. En la primera fase se produce el desplazamiento de fluencia (Δ_y) y en la segunda, el desplazamiento plástico (Δ_p), la metodología utilizada para calcular éstos desplazamientos es la de rótula plástica (Priestley et al, 2007), descrita por la *Ec22*.

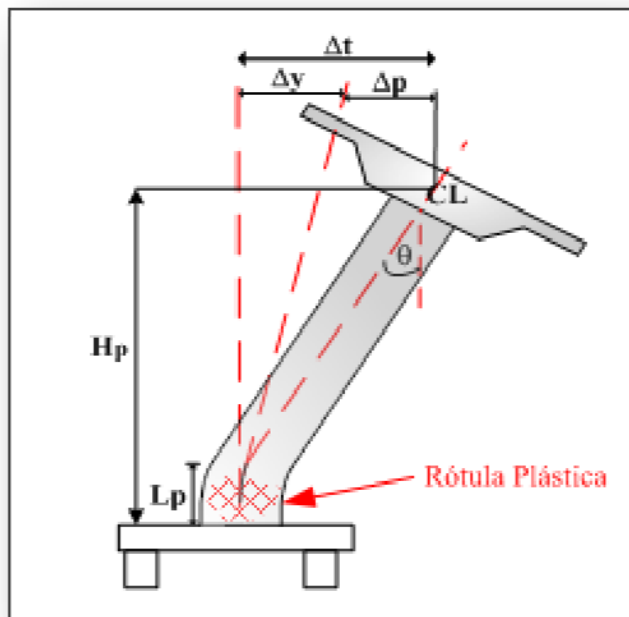


Figura 28. Método de la rótula plástica.

Ecuación 22.
$$\Delta_T := \Delta_y + (\phi_t - \phi_y) \cdot L_p \cdot H_p$$

Donde:

Curvatura de fluencia.

Curvatura de control de daño

Longitud de la rótula plástica

H_p : Altura efectiva de la pila. (Tabla 11).

En Fig.29 se muestran los diferentes tipos de pilas a los que se les puede aplicar el método de la rótula plástica y, en Tabla.12 se muestran los valores de altura efectiva, altura de cortante y factor de desplazamiento de fluencia para las pilas mencionadas, tanto para sentido longitudinal como transversal.

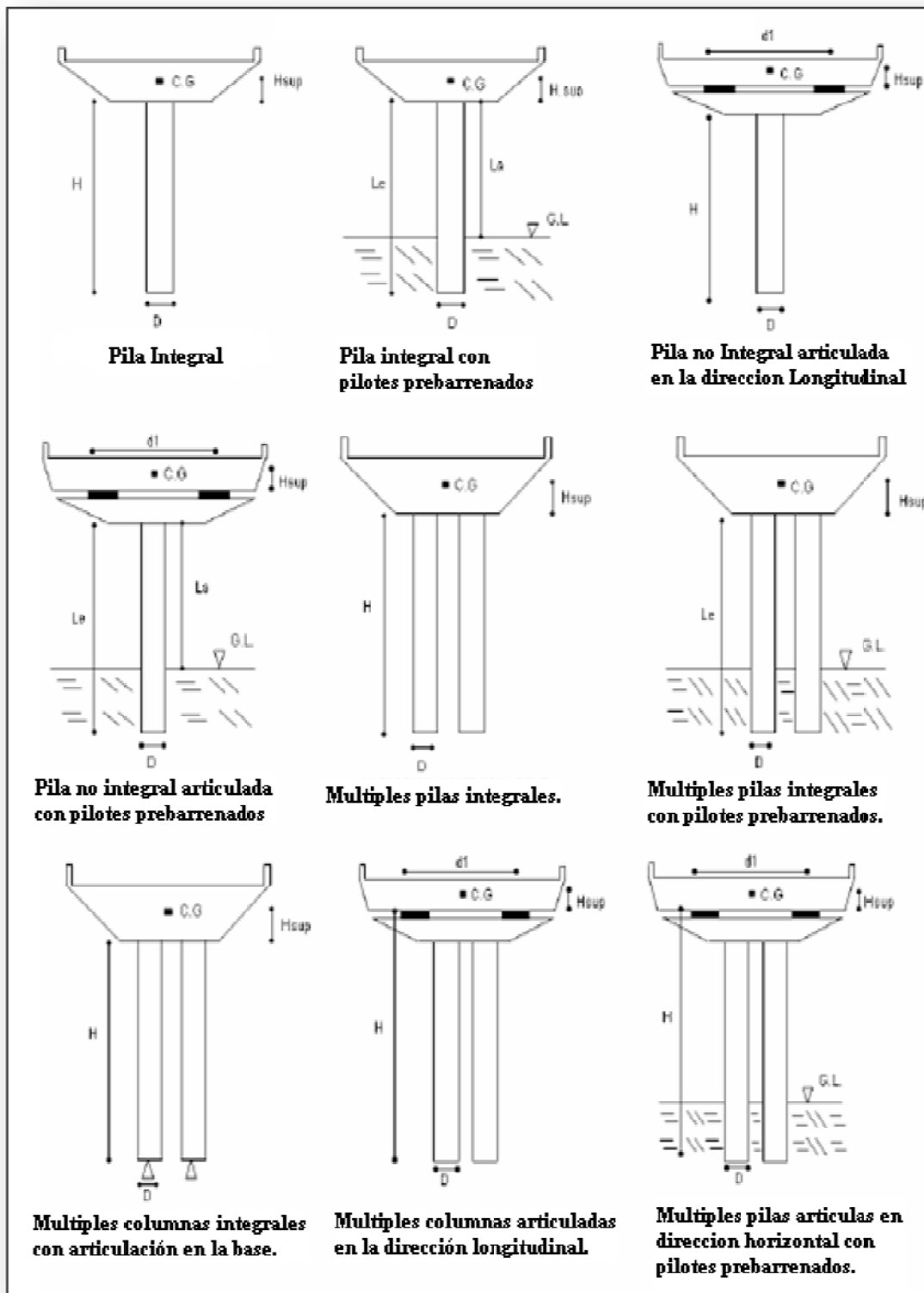


Figura 29. Tipos comunes de pilas puentes de carretera.

Tabla 12. Parámetros para DDBD de tipos comunes de pilas.

TIPO DE PILA	ALTURA EFECTIVA HP		DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA. FACTOR α		ALTURA DE CORTANTE Hs	
	Transv	Long.	Transv	Long.	Transv	Long.
Pila integral	H+Hsup+Lsp	H+2Lsp	1/3	1/6	Hp	Hp/2
Pila integral con pilotes extendidos prebarrenados	Le+Hsup	Le+Lsp	Varios	Varios	Hp	Hp/2
Pila no integral articulada en la dirección longitudinal	H+Hsup+Lsp	H+Lsp	1/3	1/3	Hp	Hp
Pila no integral articulada en la dirección longitudinal con pilotes extendidos prebarrenados	Le+Hsup	Le	Varios	Varios	Hp	Hp/2
Múltiples pilas integrales.	H+2Lsp	H+Lsp	1/6	1/6	Hp/2	Hp/2
Múltiples pilas integrales con pilotes extendidos prebarrenados.	Le+Lsp	Le+Lsp	Varios	Varios	Hp/2	Hp/2
Múltiples pilas integrales con articulación en la base.	H+Lsp	H+Lsp	1/3	1/3	Hp	Hp
Múltiples columnas con articulación en la dirección longitudinal.	H+2Lsp*	H+Lsp	1/6*	1/3*	Hp/2*	Hp*
Múltiples pilas no integrales con pilotes extendidos prebarrenados y articulación en la dirección longitudinal.	Le*	Le*	Varios*	Varios*	Hp/2*	Hp*

*Estos valores son fuera del plano y dentro del plano y debe ser corregidos las inclinaciones para obtener el valor longitudinal y transversal.

Fuente: Suarez, 2008.

La curvatura meta es determinada en términos de la deformación del concreto (ϵ_{cT}), del acero (ϵ_{sT}), y el eje neutral (c) con *Ec.23*.

$$Ecuación 23. \quad \phi_{dc} := \min\left(\frac{\epsilon_{cT}}{c}, \frac{\epsilon_{sT}}{D-c}\right)$$

El eje neutral puede ser estimado con *Ec.24*, donde P es la carga axial que actúa en el elemento y A_g es el área gruesa de la sección (Priestley et al, 2007). (*Ver Fig.30*)

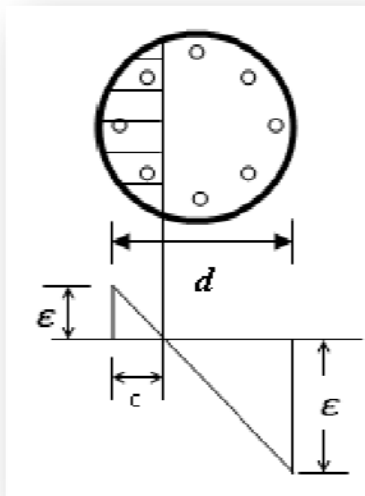


Figura 30. Eje natural para una columna circular.

Ecuación 24:

$$c := \left[0.2 + \frac{(0.65 \cdot P)}{f'_{ce} \cdot A_g} \right] \cdot D$$

La longitud de la rotula plástica se la calcula con la Ec.25, donde: L_p es la longitud de la rotula plástica, L_c es la altura libre de la pila, L_{sp} longitud del esfuerzo de penetración que se calcula con la Ec.26, f_{ye} esfuerzo de fluencia del acero mayorado y d_{bl} diámetro de la varilla longitudinal.

Ecuación 25

$$L_p := K \cdot L_c + L_{sp}$$

Ecuación 26

$$L_{sp} := 0.022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl}$$

Ecuación 27

$$f_{ye} := 1.1 \cdot f_y$$

La curvatura de fluencia (ϕ_y) es independiente de la resistencia y de la sección y puede ser determinado en términos de la deformación ultima del refuerzo a flexión (ϵ_y) y el diámetro de la sección (D) con Ec. 28 (Priestley et al, 2007).

$$\text{Ecuación 28} \quad \phi_y := 2.25 \frac{\epsilon_y}{D}$$

El desplazamiento de fluencia (Δ_y) es obtenido con Ec.29, donde α se especifica en *Tabla.12* para dirección transversal y longitudinal. Para pilas con pilotes extendidos prebarrenados, α es mostrado en *Fig.31*.

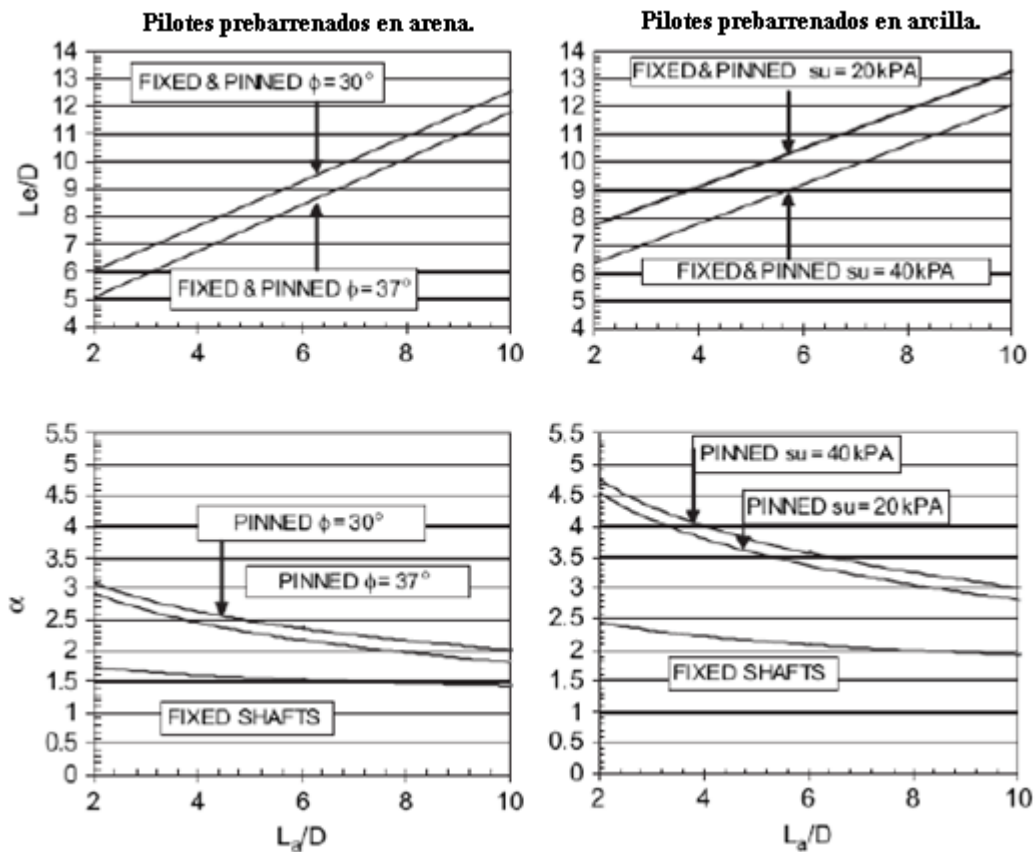


Figura 31. Valores de "Le" y "a" para definir el modelo equivalente para pilas con pilotes pre barrenados.

$$\text{Ecuación 29: } \Delta_y := \alpha \cdot \phi_y \cdot (H_p)^2$$

4.3.2.1. Desplazamiento de diseño y efectos P- Δ

En la sección 4.2.3 se vió, que al diseñar puentes a más de controlar las deformaciones unitarias de los materiales se debe controlar la estabilidad de sus elementos, como se muestra en *Fig.26* el momento P- Δ es igual al producto del desplazamiento (Δ_t) por la carga (P) sobre la pila. Suarez (2008), propone una ecuación para calcular el máximo desplazamiento que puede soportar la pila sin que exceda la estabilidad mínima. *Ver Ec.30 y Ec.31*. La ecuación propuesta, define el desplazamiento de pilas con diferentes tipos de fundación, apoyo y suelo, además contempla la distancia desde la estructura al lugar de medición del sismo.

Es importante mencionar que esta fórmula permite evitar un procedimiento iterativo que podría llegarse a dar el momento en que el desplazamiento de diseño, con el que se ha trabajado, sobrepase los límites de estabilidad.

$$\text{Ecuación 30 } \mu_{\theta S} := a + b \cdot C + c \cdot \frac{C - d}{C}$$

$$\text{Ecuación 31 } C := \frac{T_c \cdot \Delta_y}{2\pi PSD} \cdot \sqrt{\frac{P}{\theta_s \cdot M_{eff} \cdot H}}$$

Donde:

$\mu_{\theta S}$: Es el índice de estabilidad.

T_c : El periodo esquina. (*Ver Fig.18*)

Δ_y : Desplazamiento de fluencia. (*Ver Fig.28*)

PSD : Desplazamiento espectral pico. (*Ver Fig.18*)

P: Carga aplicada a la pila.

M_{Eff} : Masa efectiva de la pila.

H: Altura de la pila.

a,b,c,d: Términos que dependen del tipo de suelo y de pila. Ver Tabla. 14 y Tabla. 15.

Tabla 13. Parametros para definir Ec.26 para sitios cercanos a la falla

	Base rígida	Arcilla-20 Articulada	Arcilla-20 Empotrada	Arcilla-40 Articulada	Arcilla-40 Empotrada	Arena-30 Articulada	Arena-30 Empotrada	Arena-37 Articulada	Arena-37 Empotrada
a	1.146	0.803	0.924	0.868	0.912	0.963	1.21	0.966	1.053
b	-0.112	-0.000	-0.013	-0.015	-0.023	-0.028	-0.035	-0.019	-0.061
c	-0.799	-0.728	-0.833	-0.754	-0.793	-0.814	-1.058	-0.850	-0.792
d	0.917	0.965	0.939	0.920	0.980	0.869	0.759	0.869	0.852

Fuente: Suarez, 2008

Tabla 14. Parámetros para definir Ec.26 para sitios lejanos a la falla

	Base rígida	Arcilla-20 Articulada	Arcilla-20 Empotrada	Arcilla-40 Articulada	Arcilla-40 Empotrada	Arena-30 Articulada	Arena-30 Empotrada	Arena-37 Articulada	Arena-37 Empotrada
a	1.256	0.839	0.885	0.961	0.909	1.01	1.468	1.105	1.053
b	-0.127	-0.021	-0.034	-0.042	-0.043	-0.047	-0.078	-0.055	-0.061
c	-0.766	-0.657	-0.693	-0.737	-0.697	-0.774	-1.160	-0.847	-0.792
d	0.731	0.724	0.860	0.644	0.877	0.677	0.546	0.620	0.852

Fuente: Suarez, 2008

En Tabla.14 y Tabla.15, arcilla-20 y arcilla-40 hacen referencia a: arcilla saturada, suelos con fuerza cortante de 20 kPa y 40 kPa respectivamente. Arena-30 y Arena-37 hacen referencia a: arena saturada con ángulo de fricción de 30 y 37 grados respectivamente. De cabeza empotrada implica que la cabeza de los pilotes extendidos prebarrenados se desplaza lateralmente sin rotación, causando doblamiento en el

elemento. De cabeza articulada implica desplazamiento lateral con rotación y un único doblamiento.

Luego de haber calculado el desplazamiento por ductilidad y el que controla efectos P- Δ , el desplazamiento de diseño, será el de menor entre estos dos.

4.3.3. Paso.3. Masa y amortiguamiento viscoso equivalente.

- **Amortiguamiento viscoso equivalente.**

Existen varios trabajos realizados para entender el comportamiento del amortiguamiento en los elementos de un puente; el amortiguamiento equivalente que se utiliza en DDBD ha sido estudiado por Dwairi 2005, Blandon 2005, Suarez 2006, Priestley 2007 entre otros, estos autores proponen modelos que definen el amortiguamiento equivalente en función de la ductilidad de la estructura y tipo de suelo en el que se encuentra embebida la pila.

Para sistemas de un grado de libertad (SDOF), como columnas de concreto reforzadas soportadas en una cimentación rígida el amortiguamiento (ξ_{eq}) se calcula con *Ec.32* (Priestley et al, 2007).

$$\text{Ecuación 32} \quad \xi_{eq} := 5 + 44.4 \cdot \frac{\mu_t - 1}{\pi \cdot \mu_t}$$

El término (μ_t), es la ductilidad del elemento que se la obtiene dividiendo el desplazamiento meta (Δ_{sys}) para el de fluencia (Δ_y).

Para pilas extendidas con pilotes pre-barrenados embebidos en suelo blando, el amortiguamiento equivalente se calcula con la combinación de amortiguamiento hysterético ($\xi_{eq,h}$) y la rigidez tangente, proporcional al amortiguamiento viscoso (ξ_v) con la *Ec.33* (Priestley y Grant, 2005). El amortiguamiento hysterético es calculado con la *Ec.34* como una función de la ductilidad en el pilote pre-barrenado. El valor del

parámetro p y q son tomados de *Tabla 16*. Para usar la *Ec.33* (ξ_v) podría ser tomado como 5%, ya que este valor es típicamente usado para realizar espectros de diseño.

$$\text{Ecuación 33} \quad \xi_{eq} := \xi_v \mu^{-0.378} + \xi_{eq,h}$$

$$\text{Ecuación 34} \quad \xi_{eq,h} := p + q \cdot \frac{\mu - 1}{\mu}$$

Tabla 15. Parámetros para modelo de amortiguamiento hysteretic en sistemas de pilotes pre-barrenados

CABEZA	SUELO	p	q
Empotrada	Arcilla-20	6.7	8.1
Articulada	Arcilla-20	15.8	9.4
Empotrada	Arcilla-40	5.6	8.7
Articulada	Arcilla-40	13.7	10.9
Empotrada	Arena-30	2.4	10.2
Articulada	Arena-30	9.4	11.2
Empotrada	Arena-37	2	9.6
Articulada	Arena-37	8.5	10.4

Fuente: Suarez, 2008

- **Masa.**

La masa efectiva de un elemento estructural, se la obtiene sumando el peso aportado por la superestructura en una distancia de aporte igual a la mitad del claro más un tercio del peso propio de la pila o columna y más el peso de la viga cabezal.

4.3.4. Paso.4. Factor de reducción espectral y espectro reducido.

Los espectros típicamente construidos, son elaborados para un 5% de amortiguamiento elástico, pero como se vio, el sistema lineal equivalente propuesto por (Shibata y Sozen 1976) requiere un amortiguamiento mayor al 5%, para lograr esto se reduce el espectro de desplazamiento al nivel del amortiguamiento de la estructura (ξ_{sys}). Una buena opción es calcular con la Ec.35 un factor de reducción espectral (Eurocode, 1998), donde $\alpha=0.25$ para sitios cercanos a la falla y $\alpha=0.5$ para otros sitios. Luego se ingresa al espectro de diseño reducido con el valor de desplazamiento meta (Δ_{sys}) y finalmente se interpola el valor de periodo efectivo (T_{eff}).

$$Ecuación 35 \quad R_{\xi} := \left(\frac{7}{2 + \xi_{sys}} \right)^{\alpha}$$

4.3.5. Paso.5. Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.

Conocida la masa efectiva (m_{eff}) y el amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{sys}) necesario para calcular el sistema lineal equivalente, el siguiente paso es determinar el periodo efectivo (T_{eff}), rigidez secante (K_{eff}) y resistencia requerida (V).

El periodo efectivo (T_{eff}) requerido por la estructura para alcanzar el desplazamiento meta, se lo puede calcular con Ec.36

$$Ecuación 36 \quad T_{eff} := \frac{\Delta_{sys}}{PSD \cdot R_{\xi}} \cdot T_c$$

Basado en el conocimiento de relación entre rigidez, masa y periodo para un sistema de un grado de libertad, la rigidez (K_{eff}) y luego la resistencia (V) requeridas para el sistema equivalente son calculados con las Ec.37 y Ec.38 respectivamente.

$$Ecuación 37 \quad K_{eff} := \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Ecuación 38 $V := K_{eff} \cdot \Delta_{sys}$

4.3.6. Paso.6. Distribución de la resistencia y diseño de la sección.

Para sistemas de un grado de libertad no se requiere una distribución, esto es útil para puentes con varios grados de libertad en los que, por razones prácticas se distribuye la resistencia total requerida por el sistema a las pilas que conforman el puente.

4.3.6.1. Diseño de Secciones

El diseño de pilas, es basado en los principios de capacidad de diseño para asegurar que todos los comportamientos inelásticos se formen en los lugares determinados previamente. El diseño a flexión del concreto reforzado para columnas circulares, requiere el conocimiento del momento, fuerza axial y deformación unitaria del concreto para la sección más crítica. El momento en dirección transversal (M_t) y longitudinal (M_l) se los calcula con las *Ec.39* y *Ec.40*, en términos del cortante de diseño ($V_{(t)0(l)}$), la altura de cortante (H_{st}) (*Tabla.12*) y el número de columnas en la pila, (n_c).

Ecuación 39
$$M_t := \frac{V_t \cdot H_{st}}{n_c}$$

Ecuación 40
$$M_l := \frac{V_l \cdot H_{sl}}{n_c}$$

Para determinar el momento de diseño (M_e) se aplica la regla del 100%-30%, (M_e) es el mayor de las dos combinaciones obtenidas con las Ec.41 y Ec.42.

$$\text{Ecuación 41} \quad M_E := \sqrt{M_t^2 + 0.3 \cdot M_l^2}$$

$$\text{Ecuación 42} \quad M_E := \sqrt{M_l^2 + 0.3 \cdot M_t^2}$$

La carga axial (P_G) se debe del análisis de carga muerta. La deformación unitaria del concreto (ε_D) debe ser calculada en función del (M_E) ε_D se toma la menor deformación calculada en los dos sentidos para la sección más crítica (Ec. 43) la misma que debe ser mayor o igual a 0.003.

$$\text{Ecuación 43} \quad \varepsilon_D := \left(\frac{\Delta_D - \Delta_y}{L_p \cdot H_p} + \phi_y \right) \cdot c$$

Una vez obtenidos P_G , M_e y ε_D , se realiza un análisis real de la sección esfuerzo-deformación considerando condiciones reales de concreto confinado y no confinado, así como, las propiedades del acero. El análisis debe basarse en las propiedades nominales de los materiales.

4.3.6.3.1. Diseño por cortante.¹²

En todo diseño, se requiere de un análisis demanda-capacidad Priestley (Priestley et al, 2007) considera para la capacidad, componentes en función de la resistencia al corte (V_s

¹² Jiménez, 2008

) Ec. 45, resistencia del concreto (V_c) Ec. 46 y además una resistencia debido a la carga axial (V_p) Ec. 47. y (V_d) que es la resistencia del diseño Ec. 44 donde alfa, beta y gamma son factores de cálculo.(Ec. 48, 49, 50)

$$\text{Ecuación 44} \quad V_d := 0.85 \cdot (V_s + V_c + V_p)$$

$$\text{Ecuación 45} \quad V_s := \frac{A_v \cdot f_y h \cdot d}{s}$$

$$\text{Ecuación 46} \quad V_c := 0.8 A_g \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Ecuación 48} \quad V_p := 0.85 P \cdot \frac{\frac{D}{2} - \frac{c}{2}}{H}$$

$$\text{Ecuación 47} \quad \alpha := 3 - \frac{H}{D} \quad 1 < \alpha < 1.5$$

$$\text{Ecuación 49} \quad \beta := 0.5 + 20 \cdot \rho_l \quad \alpha < 1$$

$$\text{Ecuación 50} \quad \gamma := 0.25 - 0.019 \left(\frac{\mu \cdot L_p}{H} \right) \quad 0.04 < \alpha < 0.25$$

De las expresiones anteriores, A_v es el área del estribo, d es la altura efectiva menos el peralte, s es el espaciamiento del estribo, A_g es el área gruesa de la sección, ρ_r es la cuantía de refuerzo longitudinal, L_p es la longitud de la rotula plástica, μ la ductilidad de la sección, P es la carga axial, D diámetro de la pila, c distancia al eje neutro y H altura del estribo.

4.4. Ejemplos.

- **Ejemplo 3.**

Se desea realizar el diseño transversal de la pila central del puente mostrado en Fig.33. Este puente consta de dos claros de 38.2m cada uno y una longitud total de 76.4m. El ancho de la súper-estructura es de 13.41m. La súper-estructura es continua, formada por vigas de acero. El peso de la súper-estructura es 130kN/m.

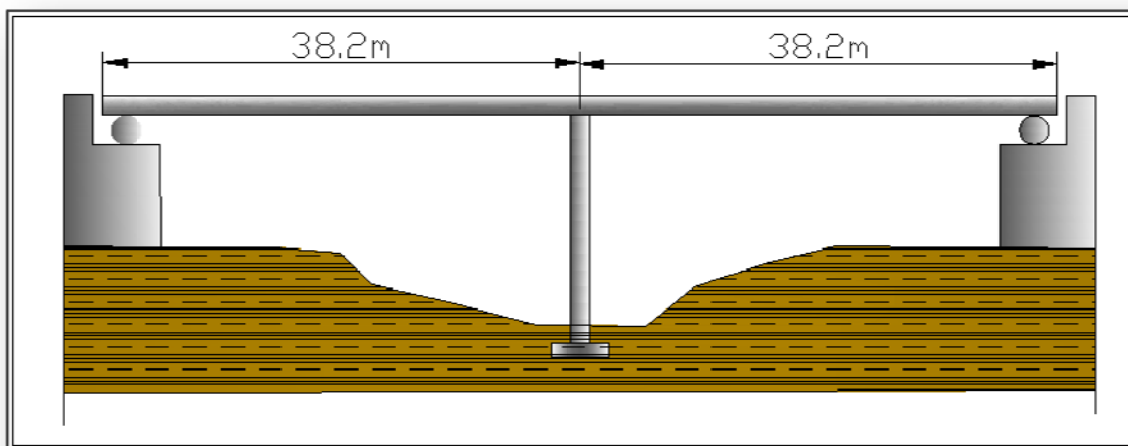


Figura 32. Puente con dos claros.

Objetivo de diseño: Se requiere diseñar bajo el estado límite de control de daño con el sismo de diseño mostrado en Fig.34. El periodo esquina () es de 4s y el desplazamiento máximo (PSD) es igual a 0.44m. La deformación unitaria a tensión del acero es igual a 0.06, para encontrar la deformación unitaria del concreto usar el modelo de Mander, Mander (1988). (Ver sección 4.2.2)

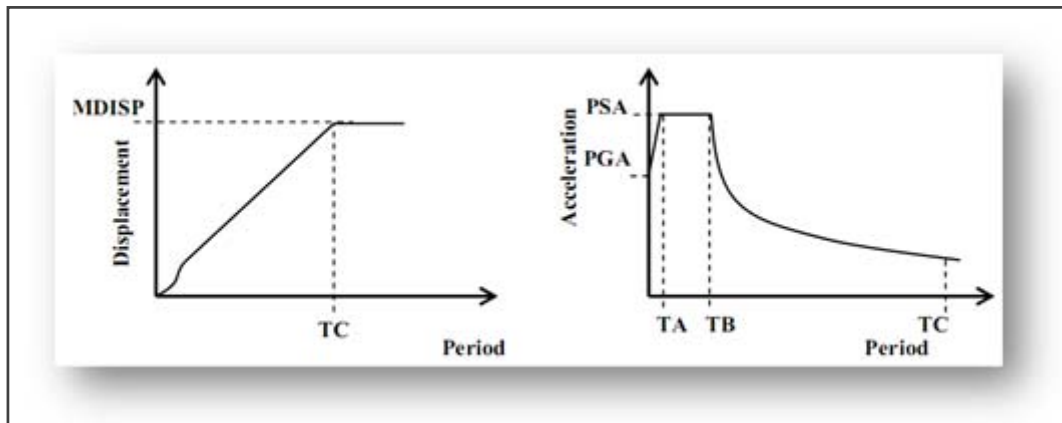


Figura 33. Espectro de diseño de aceleración y desplazamiento.

Paso1. Definir las componentes y dimensiones de la sección.

Luego de hacer un análisis para cargas gravitacionales y considerando una relación de carga menor al 15%, se decidió que la pila central de puente conste de dos columnas de concreto reforzada. Ver. Fig.34.

La altura libre de la columna (H_{libre}) es igual a 6.8m y su diámetro inicial fue propuesto en $D= 1.05$ m. La pila central está apoyada a la súper-estructura. La viga cabezal tiene una altura H_s de 1.37m y un ancho Z de 1.2m. El concreto con el que se construirá las columnas tiene una resistencia a la compresión (f'_c) de 26.5MPa. El acero de refuerzo tiene una resistencia de fluencia f_y de 414 MPa, la relación de última fluencia u (f_u/f_y) es de 1.35 y la deformación unitaria de control de daño $\epsilon_{su} = 0.06$.

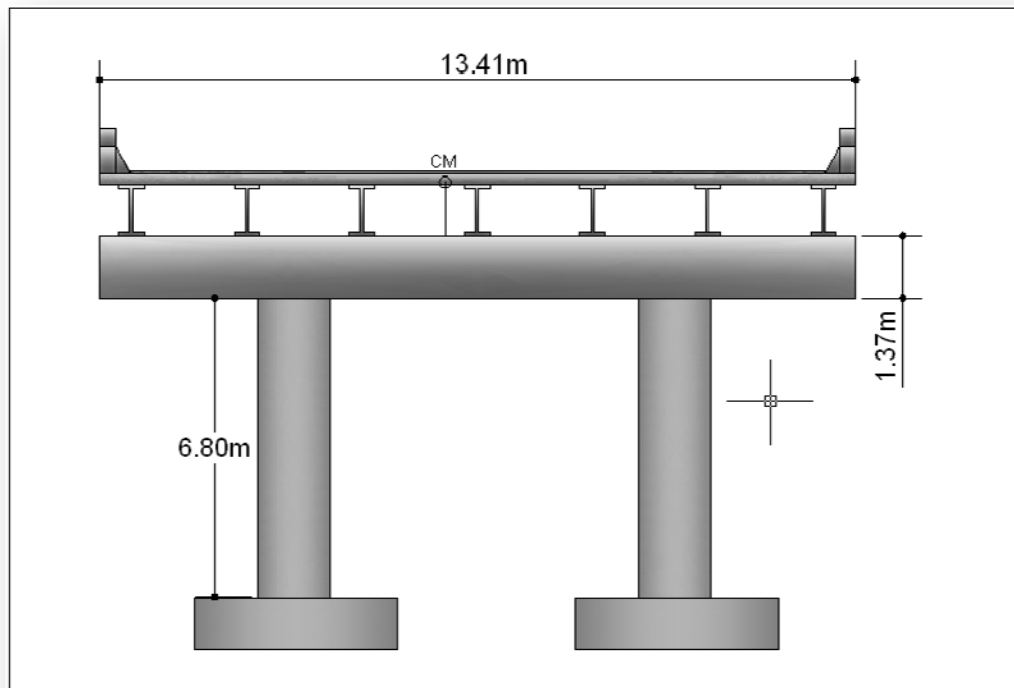


Figura 34. Sección transversal para Ejm.3.

Paso2. Calcular el desplazamiento meta.

Para definir el desplazamiento meta se sigue el procedimiento que a continuación se detalla.

- Cálculo de la deformación unitaria que causa la ruptura del esfuerzo transversal, utilizar el método de Mander (1988) con las *Ec.19*, *Ec.20*, *Ec.21*. Se propone diseñar con un refuerzo transversal de 13mm, espaciado a 15mm y el refuerzo longitudinal con un diámetro de 25mm. *Ver. Fig.35*.

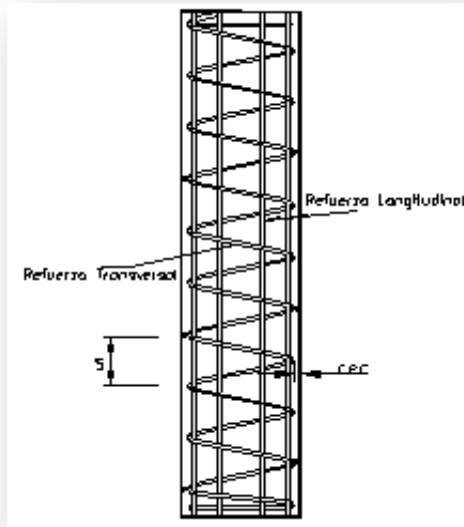
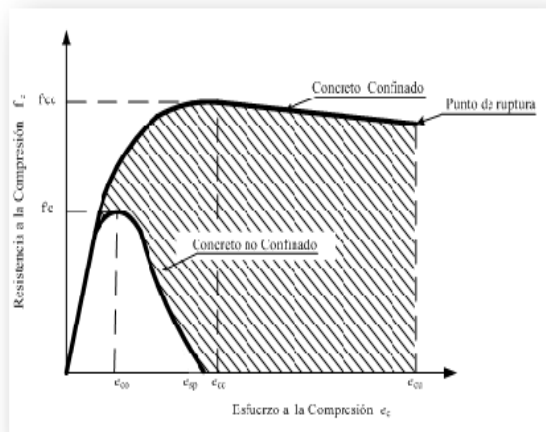


Figura 35. Acero de refuerzo para una pila circular.



$$f_I := 0.5 \cdot \rho_v \cdot f_{yh}$$

$$f'_{cc} := f'_c \cdot \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.9 f_I}{f'_c}} - 2 \frac{f_I}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$\varepsilon_{cdc} := 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

Cuantía volumétrica del acero Transversal.

Calcular el diámetro efectivo del acero transversal (D')

$$D' := D - (2 \cdot 5cm) + 22mm$$

$$D' = 1.05 \cdot m - 2 \cdot 5 \cdot cm + 22 \cdot mm = 0.972 \text{ m}$$

Área de la varilla transversal.

$$A_{bt} := \frac{\pi \cdot d_{bt}^2}{4} \quad A_{bt} = \frac{\pi \cdot (13 \cdot mm)^2}{4} = 1.3273 \cdot cm^2$$

Cuantía volumétrica de acero transversal.

$$\rho_v = \left(4 \cdot \frac{A_{bt}}{D' \cdot S} \right) = 0.0036$$

Resistencia a la compresión del concreto confinado f'_{cc}

$$f_{yh} := f_y \quad f_{yh} = 414 \cdot MPa$$

$$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c \quad f'_{ce} = 1.3 \cdot (26.5 \cdot MPa) = 34.45 \cdot MPa$$

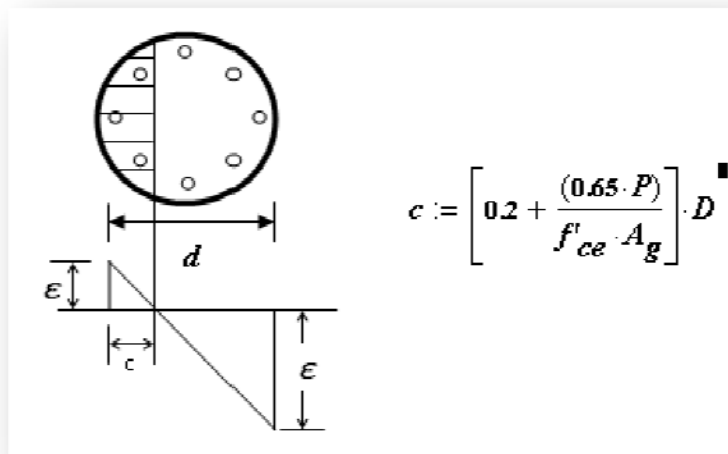
$$f_I := 0.5 \cdot \rho_v \cdot (f_{yh}) = 0.754 \cdot MPa$$

$$f'_{cc} := f'_{ce} \cdot \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_I}{f'_{ce}}} - 2 \frac{f_I}{f'_{ce}} - 1.254 \right) = 39.418 \cdot MPa$$

Deformación unitaria del concreto.

$$\varepsilon_{cdc} := 0.004 + 1.4 \cdot \frac{(\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su})}{f'_{cc}} = 0.0094$$

- Distancia desde el extremo de la columna al eje neutro c . Ver. Fig30 y Ec.24.



La carga axial (P) sobre la base de pila, es igual a la suma del peso propio de la pila más una longitud de aporte ($L/2$) y más el peso de la viga cabezal sobre la pila y bajo la súper-estructura (Weight).

- **Calculo de P**

$$w_{super} := W_s \cdot L = 4966 \cdot kN$$

Peso de la súper-estructura con una longitud de aporte igual a $L=38.2m$

Peso de la viga cabezal.

$$w_{viga} := H_s \cdot Z \cdot 13.41 m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 529.105 \cdot kN$$

Peso de la columna.

$$w_{columna} := 2 \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot H \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 339.572 \cdot kN$$

$$P := w_{super} + w_{viga} + w_{columna} = 5834.677 \cdot kN$$

Los valores del área gruesa (A_g) de la pila y la distancia hasta el eje neutro (c) son los siguientes.

$$A_g := \frac{(\pi \cdot D^2)}{4} \quad A_g = \frac{\pi \cdot (1.05 \cdot m)^2}{4} = 0.866 \text{ m}^2$$

$$c := \left[0.2 + \frac{(0.65 \cdot P)}{f'_{ce} \cdot A_g} \right] \cdot D = 0.343 \text{ m}$$

- Cálculo del desplazamiento de fluencia.

Curvatura de fluencia.

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{\varepsilon_y}{D}$$

$$\varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.00207$$

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{\varepsilon_y}{D} = 0.0044 \frac{1}{m}$$

Aplicando el método de la rótula plástica (*Ver. Sección 4.3.2*), se calcula el desplazamiento de fluencia (Δ_y) con *Ec.25*, *Ec.26*, *Ec.27*, *Ec.28* y *Ec.29*. Así:

CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO.

LONGITUD DE LA ROTULA PLASTICA.

$$L_p := k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp}$$

$$k := 0.2 \cdot (u - 1)$$

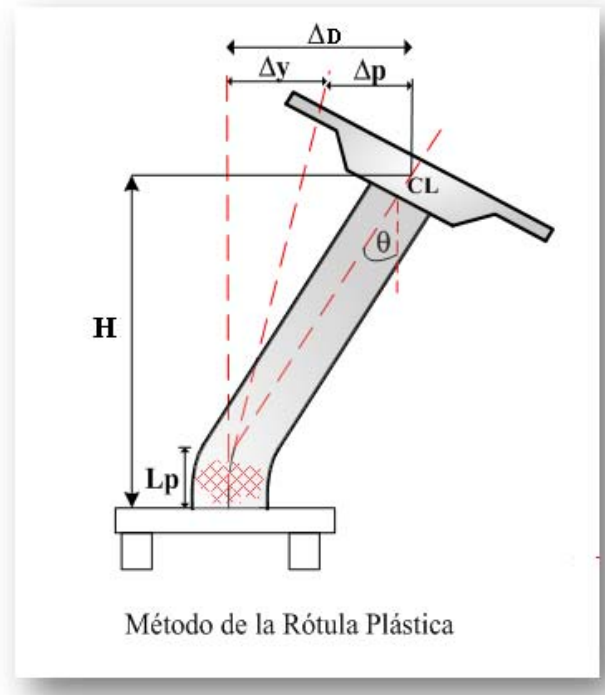
$$k = 0.07$$

$$L_{sp} := 0.022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl}$$

$$f_{ye} := 1.1 f_y = 455.4 \cdot \text{MPa}$$

$$d_{bl} = 0.025 \text{ m}$$

$$L_{sp} := 0.022 \times 455.4 \cdot d_{bl} = 0.2505 \text{ m}$$



$$L_c := (H_{libre})$$

$$L_c = 6.8 \text{ m}$$

$$L_p := k \cdot L_c + L_{sp} = 0.726 \text{ m}$$

$$k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp} = 1$$

El desplazamiento de fluencia está en función de la curvatura de fluencia ϕ_y , la altura efectiva de la pila (H) (Ver. Tabla.12), L_{sp} es la altura efectiva que representa los efectos de esfuerzos de penetración.

Desplazamiento de fluencia.

$$\Delta_y := \frac{\phi_y \cdot (H + 2L_{sp})^2}{6} = 56 \cdot \text{mm}$$

CURVATURA DE CONTROL DE DAÑOS..

$$\varepsilon_{cdc} = 0.011 \quad c = 0.343 \text{ m}$$

$$\phi_{lsc} := \frac{\varepsilon_{cdc}}{c} = 0.0316 \frac{1}{m}$$

Se calcula la curvatura de control de daño para el concreto y para el acero, gobernando la curvatura de menor valor.

$$\phi_{lss} := \frac{\varepsilon_{su} \cdot 0.6}{D' \cdot c} = 0.1839 \frac{1}{m^2}$$

CURVATURA PLASTICA.

$$\phi_P := \phi_{lsc} - \phi_y = 0.0272 \frac{1}{m}$$

DESPLAZAMIENTO PLASTICO.

$$\Delta_p := \phi_P \cdot L_p \cdot (H_{libre} + 2L_{sp}) = 144.092 \cdot mm$$

DESPLAZAMIENTO META POR CONTROL DE DAÑO.

$$\Delta_D := \Delta_y + \Delta_p$$

$$\Delta_D := \Delta_y + \Delta_p = 200 \cdot mm$$

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad H = 8.17 \text{ m} \quad \Delta_y = 56 \cdot mm \quad \Delta_p = 144.092 \cdot mm \quad \Delta_D = 200 \cdot mm$$

El desplazamiento meta Δ_{sys} es igual al desplazamiento por ductilidad $\Delta_{sys} := \Delta_D$.

Paso3. Masa y amortiguamiento viscoso equivalente.

Ductilidad en la pila.

La respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil o por un comportamiento dúctil. El comportamiento frágil es indeseable debido a que implica la súbita pérdida de la capacidad de carga inmediatamente después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra una pérdida significativa de la capacidad de carga. El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas.

Ductilidad en la pila.

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad \Delta_{sys} = 200 \cdot mm \quad \Delta_y = 56 \cdot mm \quad \mu_2 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} = 3.592$$

Con Ec.32 se calcula el amortiguamiento en la pila (ξ).

$$\xi_I := \left[0.05 + 0.444 \cdot \left[\frac{(\mu_2 - 1)}{\mu_2 \cdot \pi} \right] \right] \cdot 100 = 15.199$$

$$\xi_{sys} := \xi_I = 15.199$$

La masa efectiva es igual a suma del peso de la viga, mas el peso proveniente de la súper-estructura y mas un tercio del peso propio de la columna.

Masa del Sistema.

$$w_{super} = 4966 \cdot kN$$

$$w_{viga} = 529.105 \cdot kN$$

$$w_{columna} = 339.572 \cdot kN$$

$$m_{eff} := \frac{w_{super} + w_{viga} + \frac{1}{3} \cdot w_{columna}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 571691.702 \cdot kg$$

Paso.4. Factor de reducción espectral y espectro reducido.

Calcular el factor de la reducción espectral (R_ξ) usando la ecuación Ec.35 (Eurocode, 1998) dónde $\alpha=0.5$.

$$R_\xi := \left(\frac{7}{\xi_{sys} + 2} \right)^{0.5} = 0.638$$

Paso.5. Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.

Calcular el periodo efectivo (T_{eff}) en función del desplazamiento meta (Δ_{sys}) periodo esquina (T_c) desplazamiento espectral máximo PSD y el factor de amortiguamiento. Ver Ec.36.

Periodo Efectivo.

Datos

$$T_c = 4 \text{ s} \quad PSD = 0.44 \text{ m}$$

$$T_{eff} := T_c \cdot \frac{\Delta_{sys}}{PSD \cdot R_\xi} = 2.85 \text{ s}$$

Usando las ecuaciones para sistemas de un grado de libertad (SDOF), la rigidez secante K_{eff} se calcula con *Ec.37* y la fuerza lateral requerida con *Ec.38*.

$$k_{eff} := \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_{eff}}{T_{eff}^2} = 2787.774 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{base} := k_{eff} \cdot \Delta_{sys} = 557 \cdot kN$$

Paso 6. Distribución de la resistencia y diseño de la sección.

Considerando que hay dos columnas el momento requerida en la base de las columnas es calculado con *Ec.39*.

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad H = 8.17 \text{ m} \quad M_{DI} := \frac{V_{base} \cdot \frac{(H_{libre} + 2 \cdot L_{sp})}{2}}{2} = 1016.017 \cdot kN \cdot m$$

Para el momento de 1016.017 kN.m a la pila debe proporcionarse 16 barras de 30mm de diámetro, con esto se obtiene una cuantía de acero longitudinal de 1.3%. Además las barras de refuerzo transversal tendrán un diámetro de 18mm, obteniendo una cuantía de refuerzo transversal igual a 0.7%. Ya que la cuantía volumétrica de refuerzo tanto transversal como longitudinal están dentro de los límites establecidos por código ($0.2\% \leq \rho_r \leq 1\%$) y ($1\% \leq \rho_t \leq 4\%$) respectivamente (AASHTO, 2007) el diámetro asumido al principio se mantiene. El análisis momento-curvatura para las pilas se puede observar en la Fig. 36.

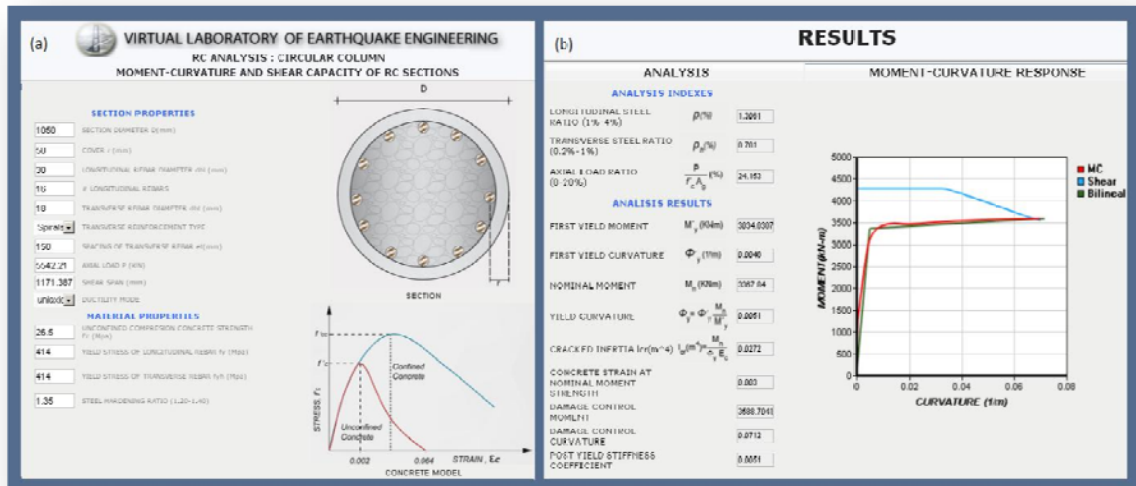


Figura 36. Analisis momento-curvatura para las pilas del ejemplo 3.

- **Ejemplo 4.**

Se desea diseñar la pila de un puente para la dirección transversal *Fig.37*, la pila tiene una altura total H igual a 38m, el ancho de la viga cabezal w_s es de 21m, desde la superestructura se aplica una carga de 20000kN.

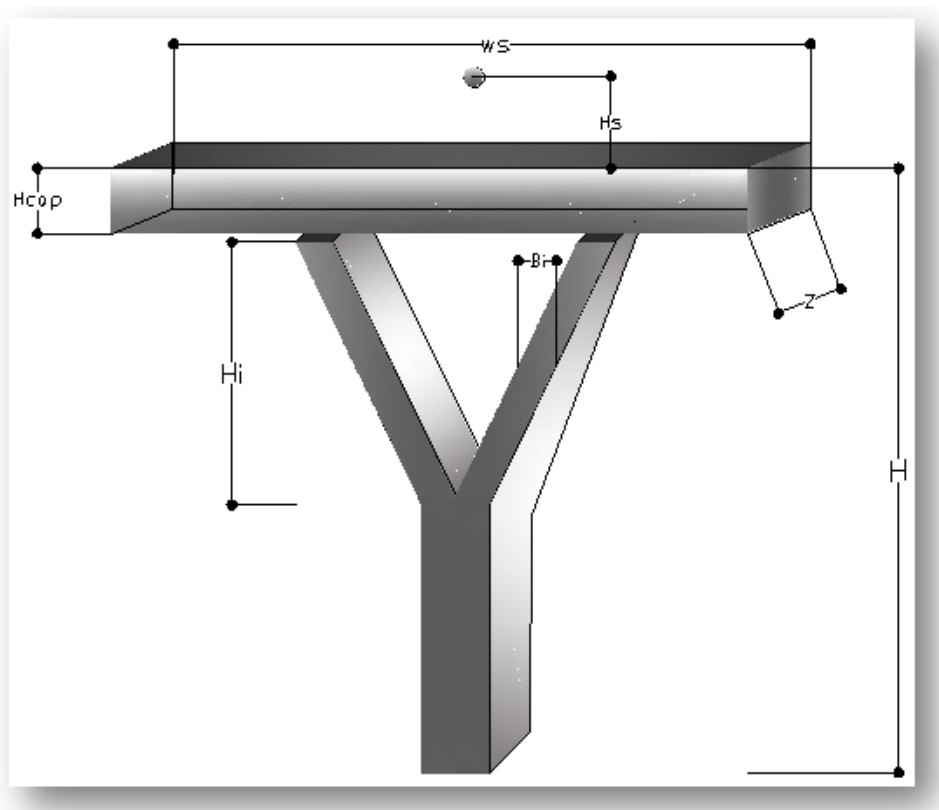


Figura 37. Pila de Puente.

Objetivo de diseño: Se requiere diseñar bajo el estado límite de control de daño con el sismo de diseño mostrado en Fig.38. El periodo esquina (T_c) es de 4s y el desplazamiento máximo (PSD) es igual a 0.48m. La deformación unitaria a tensión del acero es igual a 0.06, para encontrar la deformación unitaria del concreto usar el modelo de Mander, Mander (1988). (Ver sección 4.2.2)

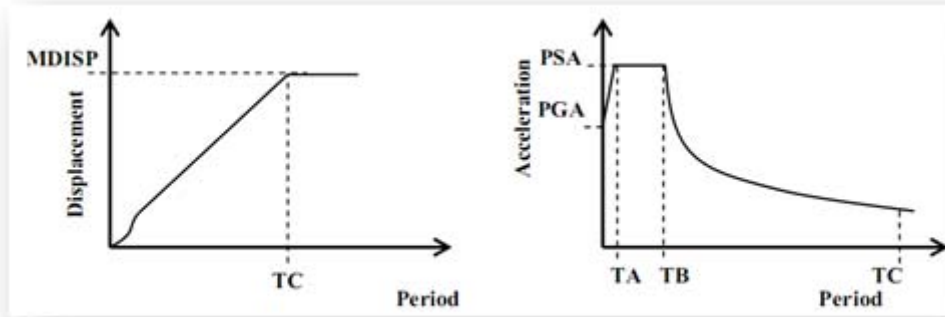


Figura 38. Espectros de diseño de aceleracion y desplazamiento.

Paso 1. Definir las componentes y dimensiones de la sección.

Luego de hacer un análisis para cargas gravitacionales y considerando una relación de carga menor al 15%, se decidió que la pila tenga las siguientes dimensiones:

Una viga cabezal con altura H_{cap} y espesor Z de 2m. Dos columnas inclinadas con altura H_i de 15m y el espesor B_i de 2m. La columna principal tendrá un diámetro D igual a 3.6m. Finalmente la H_s desde la base de la viga cabezal al centro de gravedad es de 2m. Las propiedades de los materiales para el concreto no confinado *Ver. Fig.39* son los siguientes: Resistencia a la compresión f'_c de 35MPa, modulo elástico E_c de 26750MPa y peso específico γ_c igual $24 \frac{kN}{m^3}$. El acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia f_y de 420MPa y un modulo elástico E_s de 200000MPa. Una relación de última fluencia u (f_u/f_y) de 1.35 y la deformación unitaria de control de daño $\epsilon_{su} = 0.06$.

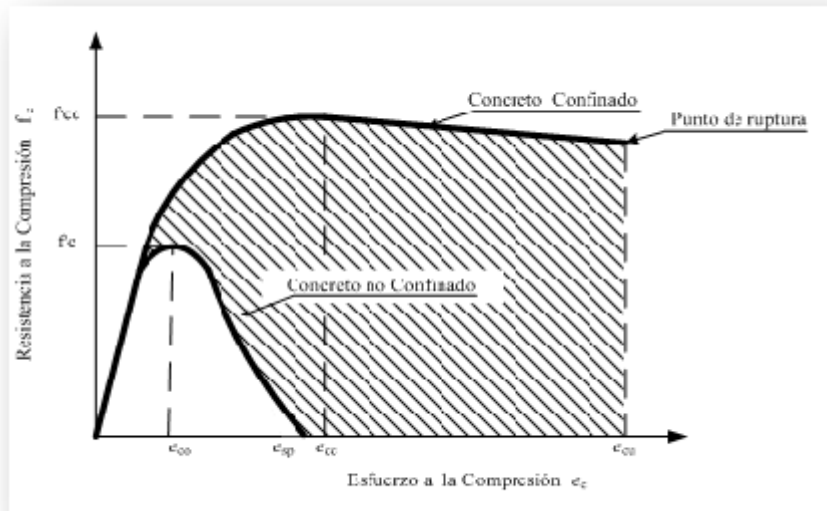


Figura 39. Curva resistencia a la compresion vs. esfuerzo a la compresion para el concreto.

El cálculo realizado para establecer la relación de carga axial es el siguiente.

Calculo de carga axial que actúa en la base de la pila.

La carga que se descarga desde la súper-estructura es igual a:

$$P_{super} := 20000 \text{ kN}$$

Se calcula el peso de la viga cabezal.

$$P_{vcabezal} := w_s \cdot H_{cap} \cdot Z \cdot \gamma_{concreto} = 2016 \cdot \text{kN}$$

Peso de la columna principal.

$$P_{colum} := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (H - H_{cap} - H_i) \cdot \gamma_{concreto} = 5130.095 \cdot \text{kN}$$

Peso de las columnas inclinadas.

$$P_{columInc} := 2 \cdot \left[\sqrt{H_i^2 + (11m)^2} \cdot B_i \cdot Z \cdot \gamma_{concreto} \right] = 3571.406 \cdot \text{kN}$$

El peso total de la pila es igual a la suma de cada uno de sus elementos.

$$P_{total} := P_{super} + P_{vcabezal} + P_{colum} + P_{columInc} = 30717.502 \cdot kN$$

Con el valor del peso sobre la base de pila (P_{total}) se calcula el valor del coeficiente de carga axial RCA (Ec.51), este coeficiente relaciona el peso o la carga actuante sobre la base de la pila, el área transversal de la misma y la resistencia a la compresión de concreto. Se recomienda que este valor no exceda el 15%. (AASHTO, 2007)

$$\text{Ecuación 51} \quad RCA := \frac{P_{total}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f'_c}$$

$$RCA := \frac{P_{total}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f'_c} \cdot 100 = 8.6 \quad \text{Ok}$$

DDBD necesita como dato de entrada las dimensiones del acero de refuerzo, estas dimensiones son asumidas por el diseñador, una buena práctica para saber si estos valores han sido correctamente escogidos es realizar los cálculos para valores mínimos establecidos por ASSHTO (2007). A continuación se muestra el calculo asumiendo barras de acero longitudinal d_{bl} de 32mm y acero transversal $d_{bt}=16$ mm con un espaciamiento $S=150$ mm.

ASSHTO recomienda que la cuantía volumétrica de las barras longitudinales *Ver. Fig.40* esté en un rango de 1 al 4%, para este caso se diseña con la cuantía mínima de 1%. El recubrimiento *rec* es igual a 68mm.

Si se igualan las Ec.52 y Ec.53 en función de A_s y conociendo el valor de la cuantía $\rho = 0.01$, se obtiene Ec.54, esta ecuación permite calcular el número de varillas necesarias para una cuantía volumétrica conocida. Así:

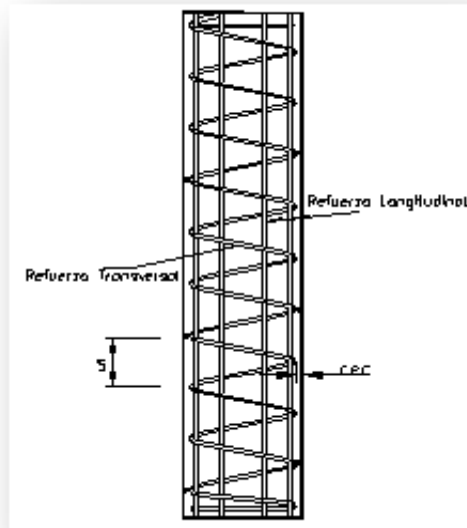


Figura. 40 Acero de refuerzo para una pila de puente.

Ecuación 52 $A_s := \rho \cdot A_g$ $A_g := \frac{\pi \cdot D^2}{4}$

Ecuación 53 $A_s := N_{roVarillas} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_{bl}}{4} \right)$

Ecuación 54 $N_{roVarillas} := \frac{D^2 \cdot 0.01}{d_{bl}^2} + 1$

Donde:

D: Diámetro de la columna.

d_{bl} : Diámetro de las varillas de refuerzo longitudinal.

$N_{roVarillas}$: Numero de varillas necesarias para tener una cuantía de 1%.

$$N_{roVarillas} := \frac{D^2 \cdot 0.01}{d_{bl}^2} + 1 = 127.563$$

Se toma el valor redondo: $N_{roVarillas} := 128$

Se calcula el espaciamiento de las barras longitudinales (S_{longi}) este valor se lo determina en función del diámetro efectivo D' , que es igual al $D-2rec$ y el numero de varillas a colocar ($N_{roVarillas}$) AASTHO recomienda que este valor no exceda de 200mm. (Ver. Fig.41)

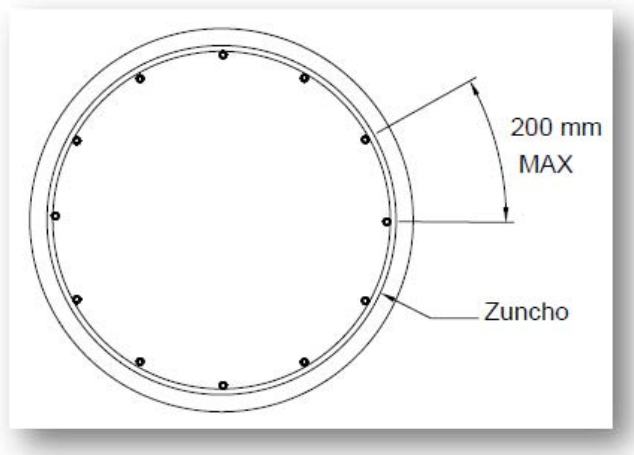


Figura 41. Espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal.

$$S_{longi} := \frac{2 \cdot \pi \cdot (D - 2 \cdot rec)}{(N_{roVarillas} - 1)} = 171.378 \cdot mm$$

El refuerzo transversal de la columna (espiral), es calculado con Ec.55

$$\text{Ecuación 55} \quad \rho_s := \frac{4 \cdot A_{sp}}{S \cdot D'}$$

Donde:

A_{sp} = Es el área del acero transversal

D' = Diámetro efectivo de la columna.

S = Espaciamiento de del refuerzo transversal.

Según la norma AASHTO el refuerzo transversal mínimo que se recomienda es de $d_{bt}=16\text{mm}$ y un espaciamiento $S=150\text{mm}$.

$$\rho_s := \frac{\frac{\pi \cdot (d_{bt})^2}{4}}{S \cdot (D - 2 \cdot rec)} \cdot 100 = 0.155$$

$$\rho := 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.01$$

$$\rho_s \geq \rho = 1 \quad \text{ok}$$

Paso 2. Calcular el desplazamiento meta.

Aplicando *Ec.28* se calcula la curvatura de fluencia, en términos de la deformación unitaria de acero (ϵ_s) y el diámetro de la columna (D). La deformación unitaria del acero es igual a la relación del esfuerzo de fluencia del acero y el modulo elástico del mismo, como muestran los cálculos.

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{f_y}{E_s \cdot D} = 0.0013 \frac{1}{m}$$

El método de la rotula plástica descrito en sección 4.3.2 es aplicado para calcular el desplazamiento de fluencia, con *Ec.25* y *Ec.26*, *Ec.27*, así:

$$L_p := K \cdot L_c + L_{sp} \quad L_c := H + h_s = 40m \quad L_{sp} := 0.022 f_{ye} \cdot d_{bl}$$

$$f_{ye} := 1.1 \cdot f_y = 462 \text{ MPa}$$

$$L_{sp} := 0.022 \cdot 472 \cdot d_{bl} = 0.332 \text{ m}$$

$$L_p := K \cdot L_c + L_{sp} = 3.532 \text{ m}$$

Aplicando *Ec.29* se determina el desplazamiento de fluencia Δ_y .

$$\Delta_y := \frac{\phi_y \cdot L_c^2}{3} = 0.7 \text{ m}$$

En la sección 4.2. se habló de los estados límites de diseño, entre otras cosas se mencionaba que al realizar el diseño sismorresistente de un puente se lo hace de tal manera que se pueda anticipar cual será el comportamiento del mismo luego de que ha ocurrido un sismo, entre los estados límites de diseño se menciona el de serviciabilidad, este estado indica que la estructura no necesitaría ser reparada luego del evento sísmico. Kowalsky propone la *Ec.56* y *Ec.57* para calcular la curvatura de fluencia bajo un estado límite de serviciabilidad. La primera define la curvatura de fluencia para el estado límite de serviciabilidad y 500 años de periodo de recurrencia y la segunda define la curvatura de fluencia para el estado límite de serviciabilidad y 2000 años de periodo de recurrencia. El cálculo se lo hará para un periodo de 500 años.

$$\text{Ecuación 56} \quad \phi_{SD} := 0.015 - 0.020 \left(\frac{P}{f'_c \cdot A_g} \right)$$

$$\text{Ecuación 57} \quad \phi_{DCD} := 0.068 - 0.068 \left(\frac{P}{f'_c \cdot A_g} \right)$$

Donde:

ϕ_{SD} : Curvatura de fluencia para estado límite de serviciabilidad y un periodo de 500.

ϕ_{DCD} : Curvatura de fluencia para estado límite de serviciabilidad y un periodo de 2000.

$\frac{P}{f'_c \cdot A_g}$: Relación de carga axial.

Calculo de la curvatura de de serviciabilidad

$$\phi_{SD} := \frac{1}{3.6} \cdot \left[0.015 - 0.020 \cdot \left(\frac{P_{total}}{f'_c \cdot A_g} \right) \right] = 0.00369$$

$$\phi_{SD} := 0.00369 \cdot \frac{1}{m}$$

Calculo del desplazamiento por serviciabilidad.

$$\Delta_D := \Delta_y + (\phi_{SD} - \phi_y) \cdot L_p \cdot L_c = 1.036 \text{ m}$$

El desplazamiento que controla los efectos P- Δ . (Suarez, 2008), se lo calcula a continuación, para este ejemplo se utiliza un índice de estabilidad θ igual a 20% y los términos a,b,c,d se toman suponiendo una base rígida. *Ver sección. 4.3.2.1.*

$$a := 1.256$$

$$b := -0.127$$

$$c := -0.766$$

$$d := 0.731$$

$$\theta_s := 0.2$$

$$PSD := 0.47710119 \text{ m}$$

$$C := \frac{T_c \cdot \Delta y}{2 \cdot \pi \cdot PSD} \cdot \sqrt{\frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{\theta_s \cdot H}} = 1.061$$

$$\mu_{\theta_s} := a + b \cdot C + c \cdot \frac{C - d}{C} = 0.883$$

$$\Delta_{\theta_{sys}} := \mu_{\theta_s} \cdot \Delta y = 0.618 \text{ m}$$

Al comparar entre el desplazamiento de serviciabilidad $\Delta_D = 1.036 \text{ m}$ y el desplazamiento para evitar inestabilidad $\Delta_{\theta_{sys}} = 0.618 \text{ m}$ se concluye que el segundo es menor, por lo tanto este gobierna en el diseño.

$$\Delta_{sys} := \Delta_{\theta_{sys}} = 0.618 \text{ m}$$

Paso3. Masa y amortiguamiento viscoso equivalente.

Una vez calculado el desplazamiento de diseño y de fluencia se procede a calcular la ductilidad del elemento como muestran los cálculos.

$$\mu_{sys} := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta y} = 0.883$$

Con *Ec.32* se calcula el amortiguamiento viscoso equivalente para el nuevo sistema lineal equivalente, así:

$$\xi_{sys} := 1.5 + 44.4 \cdot \frac{\mu_{sys} - 1}{\pi \cdot \mu_{sys}} = -0.375$$

Ya que el amortiguamiento (ξ_{sys}) es menor que la ductilidad (μ_{sys}) se toma un valor mínimo de amortiguamiento igual a $\xi_{sys} := 5$. Esto en relación con la literatura expuesta en la sección 2.4.2. correspondiente al sistema de linearización que aplica DDBD, en la que se expresaba que este sistema se caracteriza por tener un nivel de amortiguamiento mayor o igual al común de las estructuras es decir de 5%.

La masa efectiva es igual a un tercio de la masa propia de la columna más el peso proporcionado por la súper-estructura, y más el peso que proviene desde la súper-estructura tal como se puede observar en el cálculo.

$$m_{eff} := \frac{\frac{P_{vcabecal} + P_{colum} + P_{columInc}}{3} + P_{super}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 2402905.253 \text{ kg}$$

Paso.4. Factor de reducción espectral y espectro reducido.

Ahora se calcula el factor de reducción espectral (R_{ξ}) este factor está en función del amortiguamiento $\xi_{sys} := 5$ y del factor $\alpha := 0.5$.

$$R_{\xi} := \left(\frac{7}{2 + \xi_{sys}} \right)^{\alpha} = 1$$

Paso.5. Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.

Calcular el periodo efectivo (T_{eff}) con Ec.36

$$T_{eff} := \frac{\Delta_{sys} \cdot T_c}{PSD \cdot R_d} = 5.181 \text{ s}$$

Para calcular la rigidez efectiva (K_{eff}) como muestra la Ec.37 se la calcula en términos de la masa efectiva (m_{eff}) y periodo efectivo (T_{eff})

$$K_{eff} := \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_{eff}}{T_{eff}^2} = 3533.41 \cdot \frac{kN}{m}$$

Una vez calculada la rigidez efectiva se determina la demanda de cortante que requiere la base de la columna con Ec.38, así:

$$V_{base} := K_{eff} \cdot \Delta_{sys} = 2183.714 \cdot kN$$

Paso.6. Distribución de la resistencia y diseño de la sección.

El momento de diseño de la pilas (M_e) es igual a producto de la demanda de resistencia en la base de la pila (V_{base}) y la altura H de cortante. Ver Ec.39

$$M_e := V_{base} \cdot H = 82981.119 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Al ser una pila con un una sola columna existe la posibilidad de que se generen momentos adicionales por carga vehicular, se plantea un escenario en el que un camión se pose sobre un extremo de la pila. Como muestra *Fig.42*.

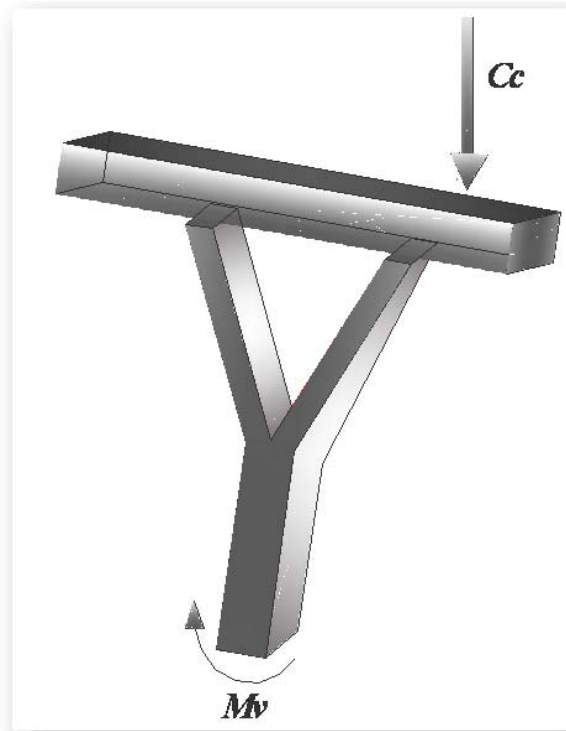


Figura 42. Pila con carga en un extremo.

La carga C_c es una carga de carril HL93 para una longitud entre tramos de 75m, la carga HL93 es una carga combinada entre la carga llamada camión de diseño y la carga de carril de diseño. (ver AASHTO 2004, Secc: 3.6.1.2)

$$C_c := 697.5kN$$

$$Peso_{camion} := 325kN$$

$$C_{total} := C_c + Peso_{camion} = 1022.5 kN$$

Se considera que la carga está aplicada en el centro del carril, es decir a 1.8 m desde el borde del puente. Finalmente el momento por carga viva es el siguiente:

$$M_v := C_{ctotal} \cdot \left(\frac{w_s}{2} - 1.8m \right) = 8895.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La consideración de este escenario implica un aumento en la demanda de resistencia en la base de la pila, esta demanda se la calcula despejando de Ec.39 el cortante, como muestra el cálculo.

$$M_{total} := M_e + M_v = 91876.869 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{total} := \frac{M_{total} \cdot 1.25}{H} = 3022.265 \text{ kN}$$

El cortante total (V_{total}) se lo mayor con un coeficiente 1.25, esta aumento permite asegurar que la rotula plástica ocurrirá en la base de la columna.

Finalmente se calcula el índice de estabilidad (θ_Δ) índice que relaciona el momento P- Δ con el momento de diseño. Este índice no debe exceder de 25%, en caso de que ocurriera se tendría que cambiar la sección y hacer un nuevo diseño.

$$\theta_\Delta := \frac{P_{total} \cdot \Delta_{sys}}{M_{total}} \cdot 100 = 20.662 \quad \text{ok}$$

La sección hueca que conforma la pila quedara armada con 98 barras de 28mm de diámetro para la sección exterior y 49 barras de 28mm para la sección interior, todo esto

para el refuerzo longitudinal. Para el refuerzo transversal se utilizará una espiral de 18mm de diámetro espaciado a 150mm.

4.5. Procedimiento de Diseño en DDBD para puentes de varios grados de libertad (MDOF).

Cuando se diseñan puentes con varios grados de libertad es común que cada elemento estructural tenga respuesta distinta entre sí, esto es inapropiado para diseñar puentes utilizando DDBD ya que el mismo se fundamenta en un desplazamiento de diseño descrito por el sistema, como solución a lo expuesto Calvi y Kingsley (1995) proponen un “sistema de un grado de libertad equivalente” Ver Fig.43 que define el comportamiento del sistema de varios grados de libertad (MDOF), este sistema equivalente se lo puede calcular con Ec.58 y Ec.59.

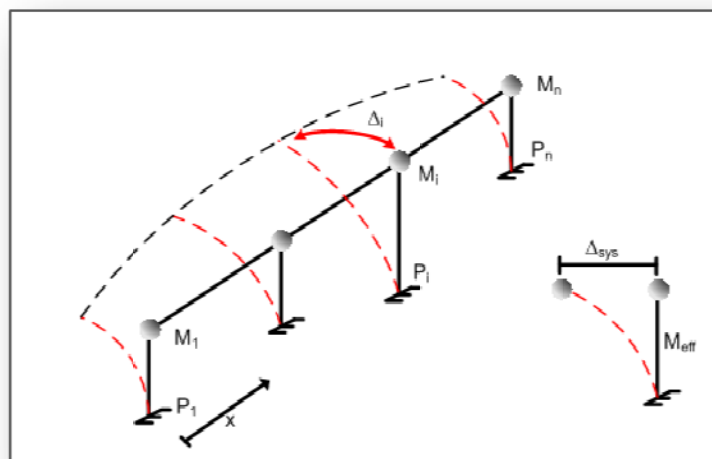


Figura 43. Sistema de varios grados de libertad.

$$M_{\text{eff}} := \frac{\left[\sum_{i=1}^n (\Delta_i M_i) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (\Delta_i^2 M_i)}$$

Ecuación 58

$$\Delta_{\text{sys}} := \frac{\sum_{i=1}^n (\Delta_i^2 M_i)}{\sum_{i=1}^n (\Delta_i M_i)}$$

Ecuación 59

En esta ecuación, $\Delta_1, \dots, \Delta_i, \dots, \Delta_n$, son los desplazamientos de las pilas y estribos (si los tuviere) acorde al perfil de desplazamiento asumido, y $M_1, \dots, M_i, \dots, M_n$ son las masas efectivas acumuladas a la localización de las pilas y estribos (si tuviere).

El procedimiento de diseño para un sistema con varios grados de libertad difiere en poco con un sistema con un grado de libertad como a continuación se puede evidenciar en al compara Fig.5 y Fig.27

El procedimiento se detalla a continuación.

4.5.1. Paso 1. Seleccionar las dimensiones del sistema sismorresistente en base a experiencias.

El procedimiento a seguir es exactamente igual al seguido para sistemas de un grado de libertad Ver. Sección 4.3.1.

4.5.2. Paso 2. Calcular el desplazamiento meta para la estructura basado en el nivel de desempeño

Como ya es conocido el diseño de puentes se compone de dos direcciones de diseño: longitudinal y transversal, es decir paralelo y perpendicular al tráfico respectivamente.

4.5.2.1. Paso 2.1 Desplazamiento meta en sentido transversal.

Según Dwairi y Kowalsky (2006) en dirección transversal pueden darse tres tipos de desplazamiento: Traslación de cuerpo rígido (RBT), Traslación de cuerpo rígido con rotación y modelo flexible.

Estos modelos son altamente dependientes de la relación de rigidez entre la superestructura y sub estructura, regularidad del puente y tipo de estribo. Suarez (2008) concluye que solamente puentes que sean regulares (descrito en sección 2.3) con superestructura rígida y estribos libres responden a un modelo RBT *Ver. Fig.44*. En este caso es esperado que el desplazamiento transversal de todas las pilas sea el mismo, la amplitud del perfil de desplazamiento es controlado por la pila o el estribo con el menor desplazamiento meta. En las secciones siguientes se realizara el diseño de puentes utilizando perfiles tipo RBT.

Cabe mencionar que el cálculo del desplazamiento para cada pila se lo realiza utilizando el método de la rótula plástica en forma idéntica a lo realizado en Ejemplo 3 y 4, luego se toma como desplazamiento meta el menor valor entre pilas y estribos.

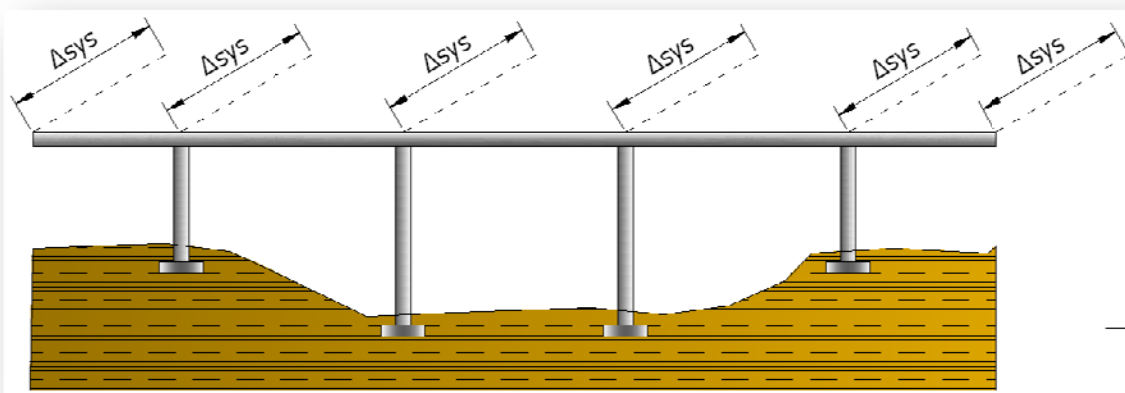


Figura 44. Desplazamiento en sentido trasnversal.

4.5.2.2. Paso 2.2 Desplazamiento meta en sentido longitudinal.

Súper-estructuras continuas son usualmente fuertes y axialmente rígidas, es la razón por la cual se asume el desplazamiento longitudinal (Fig.45) de la súper-estructura como el de un cuerpo rígido. En este caso, la amplitud del perfil de desplazamiento es controlado por la pila o el estribo con el menor desplazamiento meta y DDBD es aplicado directamente. Al igual que para el desplazamiento transversal se calcula el desplazamiento para cada pila (método de la rotula plástica Ver. Sección 4.3.2.) y estribo y se toma como desplazamiento meta () el desplazamiento con menor valor.

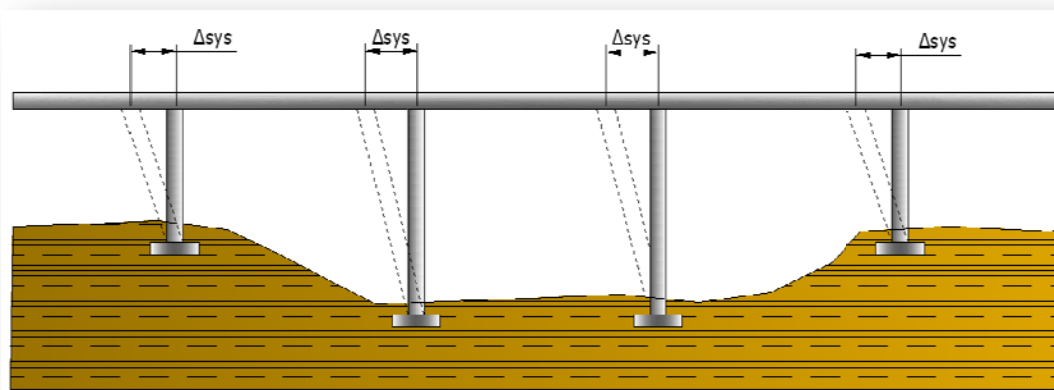


Figura 45. Desplazamiento en sentido longitudinal.

4.5.2.3. Desplazamiento meta en los Estribos.

La respuesta del Puente con estribos depende principalmente de la interacción suelo estructura y de la configuración y tipo del estribo. Sin embargo, una estimación apropiada de la capacidad de desplazamiento requiere un análisis no lineal de historia en el tiempo (ITHA) del estribo previamente para cargas gravitacionales. Una estimación aproximada de los desplazamientos para este tipo de estribos se desarrolla por la expresión dada en la Ec. 60. (Ibsen, 2007).

En esta ecuación, f_h es un factor de 0.01 a 0.05 para rangos de suelos de arena a acilla compacta y H_w es la altura de del muro. Esta relación puede ser usada en la evaluación del desplazamiento para estribos tipo asiento con muros que se rompen (Fig.46) o estribos integrales (Fig.47).

Ecuación 60 $\Delta_T := f_h \cdot H_w$

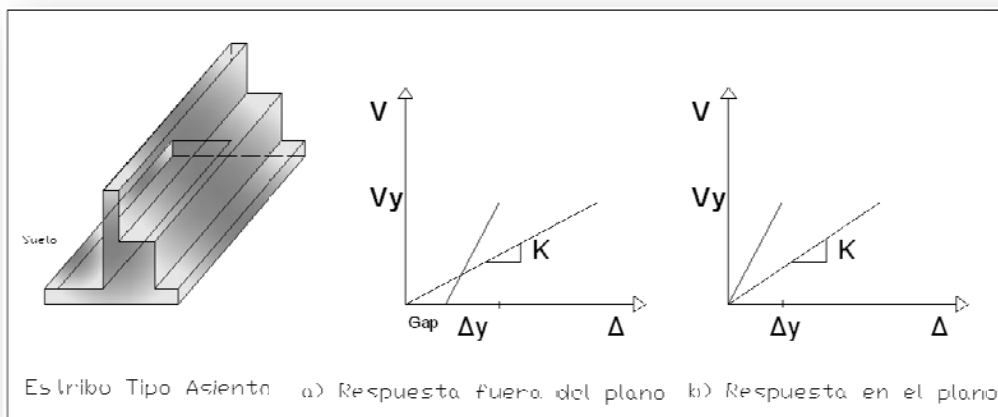


Figura 46. Estribo tipo asiento.

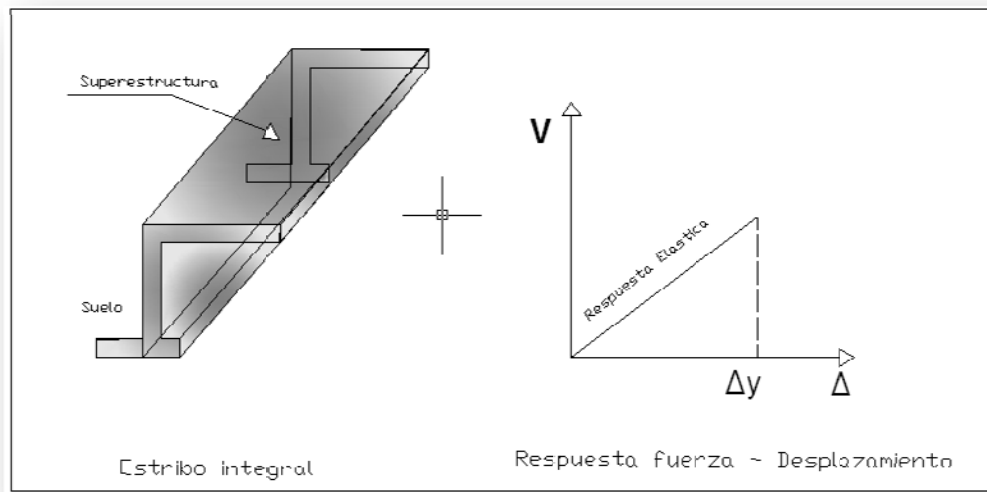


Figura 47. Estribo integral.

4.5.3. Paso 3. Calcular la masa efectiva y el amortiguamiento viscoso para el sistema.

El amortiguamiento viscoso para cada pila se lo calcula como si fuera un sistema de un grado de libertad con *Ec.32* de igual manera se calcula la masa como si fuera un SDOF es decir la sumatoria de un tercio del peso propio de la pila mas el peso de la superestructura con una longitud de aporte igual a la mitad del claro y mas el peso de la viga cabezal.

4.5.3.1. Paso 3.1 Calcular el amortiguamiento del sistema combinando el amortiguamiento individual de cada uno de los elementos.

Para sistemas con varios grados de libertad (MDOF) en los que sus elementos tienen diferente resistencia, y factores de amortiguamiento, el amortiguamiento global (ξ_{sys}) puede ser calculado con *Ec.61*

Ecuación 61

$$\xi_{sys} := \frac{\Delta_{sys} \cdot v_1 \cdot \xi_1 + \Delta_{sys} \cdot v_2 \cdot \xi_2 \dots + \Delta_{sys} \cdot v_n \cdot \xi_n}{\Delta_{sys} \cdot v_1 + \Delta_{sys} \cdot v_2 \dots + \Delta_{sys} \cdot v_n}$$

Donde ξ_n , Δ_{sys} , y V_n , es el amortiguamiento, resistencia y desplazamiento de cada uno de los elementos estructurales de los puentes.

4.5.4. Paso 4. Calcular el factor de reducción espectral correspondiente al nivel de amortiguamiento de la estructura.

El cálculo es similar al realizado para sistemas con un grado de libertad con *Ec.35*, con la diferencia que el factor de reducción se lo calcula en función del amortiguamiento del sistema (ξ_{sys}) y no el de cada pila.

4.5.5. Paso.5. Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.

Se calcula el periodo efectivo (T_{eff}) con *Ec.36*, la rigidez secante (K_{eff}) con *Ec.37* y resistencia requerida con *Ec.38* en términos de los valores globales del sistema, es decir desplazamiento meta (Δ_{sys}), masa efectiva (M_{eff}).

4.5.6. Paso.6. Repetir los pasos del 1-6 para el sentido longitudinal.

Repetir el procedimiento descrito hasta este paso. El desplazamiento varía en función del factor α de diseño y la altura de cortante H_s *Ver. Tabla. 12*.

4.5.7. Paso.7. Distribuir la resistencia requerida.

En la mayoría de puentes, existen dos direcciones de las fuerzas inerciales desarrolladas durante el sismo, una es desde la súper-estructura a través del estribo y la otra es desde la súper-estructura a través de las pilas *Fig. 48*. La relación del cortante total (V) tomado por la súper-estructura para los estribos (v_s), es generalmente desconocida y debe ser asumida al iniciar el proceso de diseño. La relación de cortante tomado por las pilas, $v_p := 1 - v_s$ debe ser distribuido para su satisfactorio equilibrio. Algunas de las posibles distribuciones de fuerza son:

- Una distribución para obtener pila-columna con igual relación de refuerzo a flexión.
- Una distribución con igual demanda de cortante en todas las pilas, es apropiado para puentes con aisladores sísmicos.

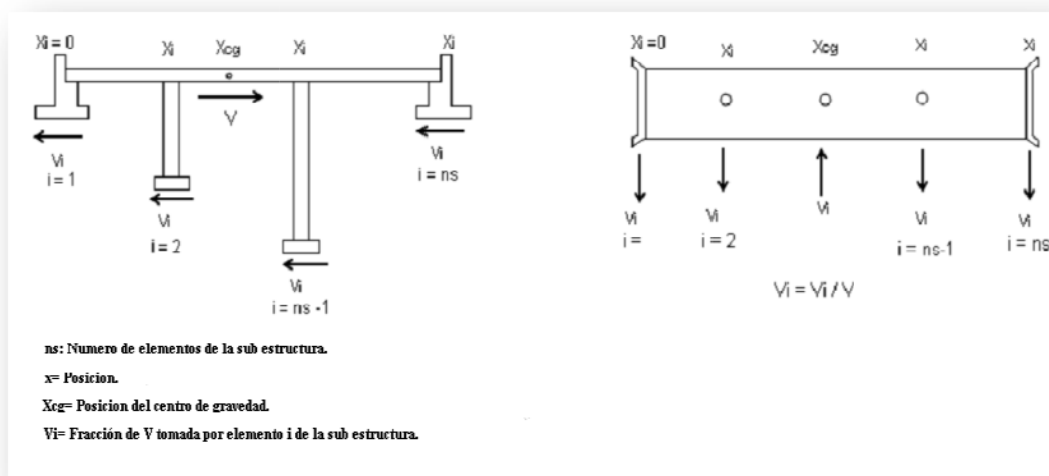


Figura 48. Distribución de fuerza en la dirección longitudinal y transversal.

4.5.7.1. Distribución de fuerza para columnas con igual relación de refuerzo.

Ya que la sección de concreto reforzado con igual relación de esfuerzo evidencia similar proporción de agrietamiento, la distribución de fuerza necesaria puede ser calculada con *Ec. 62*. Esta ecuación obtendrá la relación de la fuerza total (v_i), tomado por el elemento i , con columnas de diámetro D_i , altura de cortante H_{ci} y ductilidad μ_r requeridas para satisfacer la condiciones de equilibrio. La *Tabla.12* define v_i para diferentes tipos de pilas.

$$v_i = (1 - v_u) \cdot \frac{\frac{m_r \mu_r D_i^3}{H_{ci}}}{\sum \frac{m_r \mu_r D_i^3}{H_{ci}}}$$

Ecuación 62

4.5.7.2. Distribución de resistencia para pilas de igual cortante.

Esta alternativa es aplicada para puentes diseñados con dispositivos disipadores de energía en lo alto de pila. La razón es que el mismo dispositivo puede ser utilizado en todas las pilas del puente

Como paso final se diseña con la regla de 100%-30% tal como se explico en la Sección 4.3.6.

4.5.8. Configuración sesgada.

Es común encontrar puentes carreteros con estribos o pilas sesgadas en dirección del alineamiento del puente. Desde una perspectiva de diseño sísmico los efectos de una configuración sesgada es que in-plane o out-plane los parámetros de respuesta de estribos y pilas no son orientadas en la dirección principal del puente. *Ver fig.49*

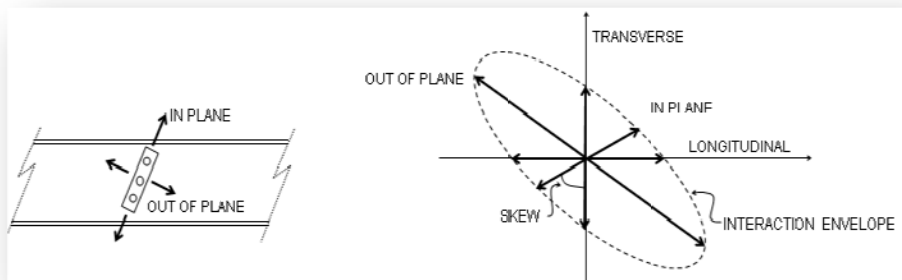


Figura 49. Ejes de diseño en elementos sesgados.

Los efectos del sesgo se consideran en DDBD determinando cualquier parámetro de respuesta como el desplazamiento de fluencia (), el desplazamiento meta (), la altura de cortante entre otros. El cálculo de estos valores se lo puede realizar usando una iteración elíptica en función de los parámetros in-plane y out-plane. Suarez (2008) propone las siguientes ecuaciones para definir esta iteración.

$$\text{Ecuación 63} \quad rp_T = rp_{IN} + skew \frac{rp_{OUT} - rp_{IN}}{90}$$

$$\text{Ecuación 64} \quad rp_L = rp_{OUT} + skew \frac{rp_{IN} - rp_{OUT}}{90}$$

Donde, rp_{IN} es el valor del parámetro de respuesta in-plane de la dirección del elemento, rp_{OUT} es el valor del parámetro de respuesta out-plane de la dirección del elemento, rp_T es la proyección del parámetro de respuesta en la dirección transversal del puente, rp_L es la proyección del parámetro de respuesta en la dirección longitudinal del puente.

4.6. Análisis no lineal de historia en el tiempo (ITHA).

El análisis no lineal de historia en el tiempo es considerado la herramienta más exacta para evaluar el desempeño de las estructuras. Otros métodos de evaluación basados en análisis estáticos (Pushover) tales como método de capacidad de espectro (FEMA, 2005) o el método de los coeficientes de desplazamientos (FEMA, 2005) no deben usarse para la valoración de estructuras diseñadas con DDBD ya que estos métodos también usan una linearización equivalente y un desplazamiento de diseño asumido. Por consiguiente no existe una razón para creer que la estimación realizada por un análisis Pushover es más exacta que la estimada por DDBD.

Investigaciones de DDBD para puentes por (Kowalsky, 2002; Dwairi and Kowalsky, 2006; Ortiz, 2006; Suarez and Kowalsky, 2008a) indican que existe una buena aproximación entre el desempeño meta usado en DDBD y el desempeño simulado por ITHA. Esto indica que DDBD es un método de diseño efectivo y por consiguiente, en general, diseños realizados con DDBD no necesitan una evaluación con ITHA u otro método, a excepción de puentes que tengan las siguientes características:

- Puentes con más de seis claros.
- Puentes con más de dos juntas de expansión al interior de la súper-estructura.
- Puentes con configuración irregular.

El laboratorio virtual de ingeniería sísmica de la UTPL (VLEE) tiene un programa de análisis no lineal de historia en el tiempo para puentes llamado ITHA-Bridge. Este programa es un pre-proceso y un post-proceso de OpenSees (Mazoni et al, 2006) y tiene las siguientes características:

- Desde un archivo de entrada genera la carpeta “model files” para OpenSees.
- Se puede analizar todas las sub-estructuras mostradas en Tabla. 12, además analiza estribos tipo asiento.

- Genera un archivo comprimido formato “zip” en el que contiene el puente generado y los “tcl” necesarios para realizar el ITHA.
- Genera una carpeta con los resultados de la simulación echa para los distintos registros de aceleración.

Para realizar un análisis no lineal de historia en el tiempo con OpenSees el primer paso es generar el modelo, es decir indicarle al programa cual es la geometría de la estructura, los elementos que lo componen, los materiales que conforman estos: elementos, restricciones, cargas a las cuales la estructura estará sometida etc.

La codificación del programa se muestra a continuación.

El tcl “ITHA-BRIDGE.tcl” posee la codificación global para generar el puente.

```
# ITHA-BRIDGE. tcl
# OBTIENE LAS CORDENADAS (X,Y) DEL PUENTE MEDIANTE UN PROCEDIMIENTO. CONSIDERANDO
LA POSIBILIDAD DE QUE HAYA UN SESGO AL INICIAR EL PUENTE
proc get_X {STA y skew} {
  upvar radio rad
  upvar alpha alp

  # COORDENADA "X"
  if {$rad>0} {
    set beta [expr $STA / $rad]
    set x0 [expr $rad*cos($alp)]
    set x1 [expr $rad*cos([expr $alp+$beta])]
    set x2 [expr $y*cos([expr $alp+$beta+$skew])]
    set corx [expr $x0-$x1+$x2]
  } else {
    set corx $STA
  }
  return $corx
}

# COORDENADA "Y"
proc get_Y {STA y skew} {
  upvar radio rad
  upvar alpha alp
  if {$rad>0} {
    set beta [expr $STA / $rad]
    set y0 [expr $rad*sin($alp)]
    set y1 [expr $rad*sin([expr $alp+$beta])]
    set y2 [expr $y*sin([expr $alp+$beta+$skew])]
    set cory [expr $y0-$y1+$y2]
  } else {
    set cory $y
  }
  return $cory
}

#LLAMA AL tcl "readinput.tcl". ESTE tcl LEE LOS DATOS DE ENTRADA.
source SRC/readinput.tcl
#LLAMA AL tcl "bridge_gen.tcl" MISMO QUE GENERA EL MODELO.
source SRC/bridge_gen.tcl
```

A continuación se muestra la codificación del tcl "readinput.tcl". Este tcl lee los datos de entrada del puente ubicados en un archivo "txt".

```
# READINPUT.TCL
# ABRE AL ARCHIVO "ithain.txt"
# CON EL COMANDO "gets" BAJA UNA FILA HASTA LLEGAR A LA DESEADA.
# CON EL COMANDO "split" LEE LOS DATOS DE LA FILA.
set ithain "ithain.txt"
set fp [open $ithain]
gets $fp linea
gets $fp Bridge_name
gets $fp linea
gets $fp linea
set Bridge_configuration [split $linea ,]
gets $fp linea
gets $fp linea
set Super_properties [split $linea ,]
gets $fp linea
gets $fp linea
set Material_properties [split $linea ,]
gets $fp linea ;# EMPIEZA LA SUBESTRUCTURA.

#DE LA FILA "$Bridge_configuration" LEE LOS DATOS UBICADOS EN LAS COLUMNAS 0,1,2.
set nspans [lindex $Bridge_configuration 0]
set slength [lindex $Bridge_configuration 1]
set Pcurvature [lindex $Bridge_configuration 2]

#DE LA FILA "$Super_properties" LEE EL DATO UBICADO EN LA COLUMNA 8.
set nej [lindex $Super_properties 8]
set nstations [expr $nspans + 1+ $nej]

#LEE LOS DATOS DE LA SUBESTRUCTURA.
for {set i 0} {$i<$nstations} {incr i} {
  gets $fp linea
  set station($i) [split $linea ,]
}

puts $fp
gets $fp linea
gets $fp linea
close $fp
```

Luego de leídos los datos se llama al tcl "bridge_gen.tcl". Su codificación se muestra a continuación.

```
# BRIDGE_GEN.tcl
# DECLARA VARIABLES
set g 9.81
set pi [expr acos(-1)]
wipe

# CREA LOS ARCHIVOS tcl.
set fnodes [open "modelfiles/nodes.tcl" w]
set fele [open "modelfiles/ele.tcl" w]
set fmass [open "modelfiles/mass.tcl" w]
set fconstrains [open "modelfiles/constrains.tcl" w]
set floads [open "modelfiles/loads.tcl" w]
set fmaterials [open "modelfiles/materials.tcl" w]
set fsections [open "modelfiles/sections.tcl" w]
set frecorders [open "modelfiles/recorders.tcl" w]

##### EEMPIEZA LA GENERACION DEL MODELO.

# SUPERSTRUCTURE
set nnodes 0
set nele 0
set nmat 0
set nsec 0
set ntrans 0
set snodes " "
set subnodes " "
set nnodes " "

# MUESTRA LAS CARGAS GRAVITACIONALES.
puts $floads "pattern Plain 1 Linear {"

# LEE LOS ARCHIVOS DE ENTRADA DE LA SUPER-ESTRUCTURA.
set superW [lindex $Super_properties 0]
set superH [lindex $Super_properties 1]
set superlz [lindex $Super_properties 2]
set superly [lindex $Super_properties 3]
set superE [lindex $Super_properties 4]
set superA [lindex $Super_properties 5]
set superJ [lindex $Super_properties 6]
set superNPS [lindex $Super_properties 7]

#CONSIDERA LA CURVATURA QUE TIENE EL PUENTE.
if {$Pcurvature > 0} {
set radio [expr $slength / ($Pcurvature * $pi / 180)]
set alpha [expr (180-$Pcurvature)/2*$pi/180]
} else {
set radio 0
set alpha [expr $pi/2]
}
```

```
#DEFINE LA ORIENTACION DE LOS EJES LOCALES DE UN ELEMENTO CON RESPECTO A LOS EJES
GLOBALES DE LA ESTRUCTURA.
incr ntrans
puts $fele "geomTransf Linear $ntrans 0 0 1 "

incr ntrans
puts $fele "geomTransf Linear $ntrans 1 0 0 "

# CREA LOS NUDOS QUE CONFORMAN EL PUENTE.
incr nnodes
set subNODE(0) $nnodes
puts $fnodes "node $nnodes 0 0 0"
set subnodes [concat $subnodes " $nnodes"]

# LA MASA EN CADA NUDO ES IGUAL AL PESO DE LA SUPER-ESTRUCTURA POR LA DISTANCIA ENTRE
ESTACIONES Y DIVIDIDA ENTRE DOS. ADEMÁS SE DIVIDE POR LA GRAVEDAD PARA CONVERTIR EL
PESO EN MASA.
# EL USUARIO PUEDE ELEGIR EN CUANTAS PARTES SE DIVIDE UN ELEMENTO. CADA UNA DE ESTAS
SERÁ UNA ESTACIÓN.
for {set i 0} {$i<$nspans} {incr i} {
set STA_i [lindex $station($i) 1]
set STA_j [lindex $station([expr $i+1]) 1]
set STA_inc [expr ($STA_j-$STA_i)/$superNPS.0]
#puts "STA_inc span $i : $STA_inc"
set Tmass [expr $superW*$STA_inc/2/$g]

incr nnodes
set snodes [concat $snodes " $nnodes"]
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA_i 0 0] [get_Y $STA_i 0 0] $superH"
puts $fmass "mass $nnodes $Tmass $Tmass 0 0 0 0"

# CREA UN ELEMENTOS ELASTICO VIGA-COLUMNA QUE CORRESPONDE A LA SUPER-ESTRUCTURA.
incr nele
puts $fele "element elasticBeamColumn $nele [expr $nnodes-1] $nnodes $superA [expr
$superE*1000] [expr $superE*1000] $superJ $superly $superlz $ntrans"
set STA $STA_i

# CREA TANTOS ELEMENTOS VIGA-COLUMNA COMO LOS REQUERIDOS POR EL MODELO.
for {set ii 0} {$ii<$superNPS} {incr ii} {
incr nnodes
set STA [expr $STA+$STA_inc]
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] $superH"
puts $fmass "mass $nnodes $Tmass $Tmass 0 0 0 0"

incr nele
puts $fele "element elasticBeamColumn $nele [expr $nnodes-1] $nnodes $superA [expr
$superE*1000] [expr $superE*1000] $superJ $superly $superlz [expr $ntrans-1]"
puts $floads "eleLoad -ele $nele -type beamUniform 0 -$superW 0"
}
}
```



```
if {$i==[expr $nspans-1]} { set snodes [concat $snodes " $nnodes"]}

incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] 0"
set subNODE([expr $i+1]) $nnodes
set subnodes [concat $subnodes " $nnodes"]

incr nele
puts $fele "element elasticBeamColumn $nele [expr $nnodes-1] $nnodes $superA [expr
$superE*1000] [expr $superE*1000] $superJ $superly $superlz $ntrans"
}

# GUARDA LOS RESULTADOS EN LA CARPETA "results"
puts $recorders "recorder EnvelopeNode -file results/ESDisp -time -node $snodes -dof 1 2 disp"
puts $recorders "recorder Node -file results/SDisp -time -node $snodes -dof 1 2 disp"

#SUBSTRUCTURES
# LLAMA A LOS tcl EN LOS QUE SE ENCUENTRA LA CODIFICACION DE LOS DISTINTOS TIPOS DE
SUBESTRUCTURA.

for {set i 0} {$i<$nstations} {incr i} {
switch [lindex $station($i) 0] {
1 { ;# Inserta el tipo de estribo.
source SRC/abutment.tcl
}
11 { ;# Inserta pila integral con una columna
source SRC/Type11.tcl
}
12 { ;# Inserta pila integral con pilotes extendidos pre-barrenados.
source SRC/Type12.tcl
}
18 { ;# Multi column bent
source SRC/Type18.tcl
}
15 { ;# Pila con varias columnas integrales.
source SRC/Type15.tcl
}
}
}

puts $floads ""
close $fnodes
close $fmass
close $fconstrains
close $fele
close $fmaterials
close $fsections
close $floads
close $frecorders
```

La codificación de cada una de las pilas se encuentra en anexos B-C-D-E-F

Luego de generado el puente se procede a realizar el análisis de historia en el tiempo (ITHA), el tcl llamado "transient.tcl" posee la codificación necesaria para el análisis.

```
# SE DECLARAN VARIABLES POR EL USUARIO.
set sismox "sismox.at2"
set sismoy "sismoy.at2"
set Eq_factor 9.8
set dt .01000
set npts 2999

# SW GENERA EL MODELO EN 3 DIRECCIONES Y 6 GRADOS DE LIBERTAD
wipe
model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6

# LLAMA AL MODELO GENERADO QUE SE ENCUENTRA EN LA CARPETA "modelfiles"
source modelfiles/nodes.tcl
source modelfiles/constrains.tcl
source modelfiles/mass.tcl
source modelfiles/materials.tcl
source modelfiles/sections.tcl
source modelfiles/ele.tcl
source modelfiles/loads.tcl
source modelfiles/recorders.tcl

# DEFINE LA CARGA MUERTA.
test NormDispIncr 1.0e-8 20 0
algorithm Newton
system ProfileSPD
constraints Transformation
numberer RCM
integrator LoadControl 1
analysis Static
analyze 1

# DEFINE LA CARGA MUERTE COMO CONSTANTE.
loadConst -time 0

# ABRE LA CARPETA DONDE SE ENCUENTRAN LOS SISMOS.
set serie1 "Series -dt $dt -filePath Sismos/sismox.at2 -factor $Eq_factor"
set serie2 "Series -dt $dt -filePath Sismos/sismoy.at2 -factor $Eq_factor"

# CREA LA CARGA DE DISEÑO CON EXITACION UNIFORME.
pattern UniformExcitation 2 1 -accel $serie1
pattern UniformExcitation 3 2 -accel $serie2
```

```
# PARA ASIGNAR AMORTIGUAMIENTO RALEIGH, TENEMOS QUE OBTENER LOS PERIODOS DE LOS
DOS MODOS DE VIBRACION.
set lambda1 0.02 ;# amortiguamiento asignado al primer modo de vibración
set lambda2 0.02 ;# amortiguamiento asignado al segundo modo de vibración
set eigenvalues [eigen 2] ;# Obtenemos los valores propios de los primeros 2 modos de vibracion
set omega1 [expr sqrt([lindex $eigenvalues 0])] ;# Las frecuencias de vibracion son la raiz cuadrada
de los valores propios
set omega2 [expr sqrt([lindex $eigenvalues 1])] ;# Los valores propios estan en una lista, el
comando lindex extrae elementos de la lista
set alpha [expr (2*$omega1*$omega2*($omega1*$lambda2-
$omega2*$lambda1))/($omega1**2-$omega2**2)]
set beta [expr 2*($omega1*$lambda1-$omega2*$lambda2)/($omega1**2-$omega2**2)]

# INICIA EL ANALISIS TIPO NEWMARK
integrator Newmark 0.5 0.25 $alpha $beta 0 0
analysis Transient

# INICIA UN CONTADOR DE TIEMPO
set startT [clock seconds]
set res [analyze $npts $dt]
set tFinal [expr $npts * $dt]

# CHEQUEA LA FALLA E ITERA SI ES NECESARIO PARA COMPLETAR EL ANALISIS.
source "SRC/NonConvergence.tcl"

# FINALIZA EL CONTADOR DE TIEMPO.
set endT [clock seconds]
puts "Execution time: [expr $endT-$startT] seconds."
```

4.7. Ejemplos.

- **Ejemplo 5.**

Se desea diseñar un puente tipo marco (*Ver Fig.50*), el puente tiene dos claros de 45m cada uno y una longitud total de 90m. La súper-estructura es continua con hormigo de concreto. Las pilas tienen una altura uniforme de 7m la unión con la súper-estructura es monolítica. El ancho de la viga cabezal es de 12m y su peso es de 134 kN/m.

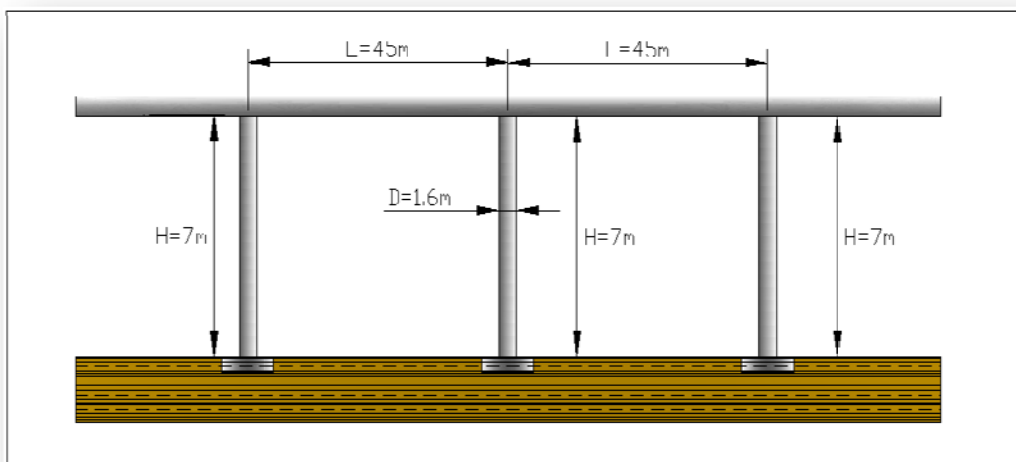


Figura 50. Puente tipo marco.

Objetivo de diseño: Se requiere diseñar bajo el estado límite de control de daño con el sismo de diseño representado por Fig.54. El periodo esquina es de 6s y el desplazamiento máximo MDISP es igual a 0.81m. La deformación unitaria a tensión del acero es igual a 0.06, para encontrar la deformación unitaria del concreto usar el modelo de Mander, Mander (1988).

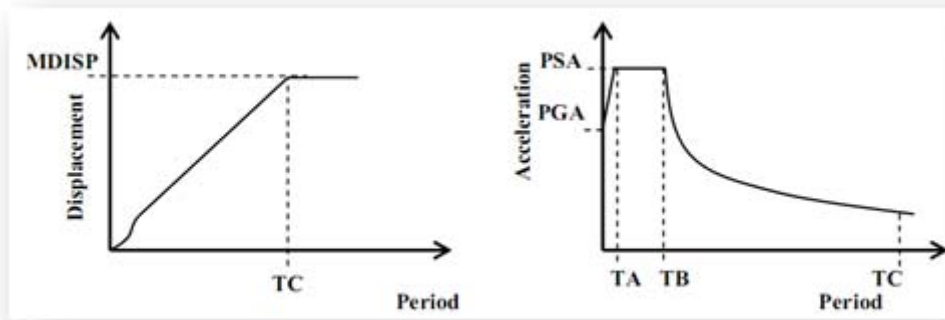


Figura 51. Espectros de diseño de aceleración y desplazamiento.

Paso1. Definir las componentes y dimensiones de la sección.

Luego de hacer un análisis para cargas gravitacionales y considerando una relación de carga menor al 15%, se decidió que las pilas del puente consten de una columna integral. Ver. Fig.52.

La altura libre de la columna H_{libre} es igual a 7m y su diámetro inicial fue propuesto en $D= 1.6m$. La viga cabezal tiene una altura H_s de 2.1m. El concreto con el que se construirá las columnas tiene una resistencia a la compresión f'_c de 24MPa. El acero de refuerzo tiene una resistencia de fluencia f_y de 420MPa, una relación de última fluencia $u (f_u/f_y)$ de 1.4 y la deformación unitaria de control de daño $\epsilon_{su} = 0.06$.

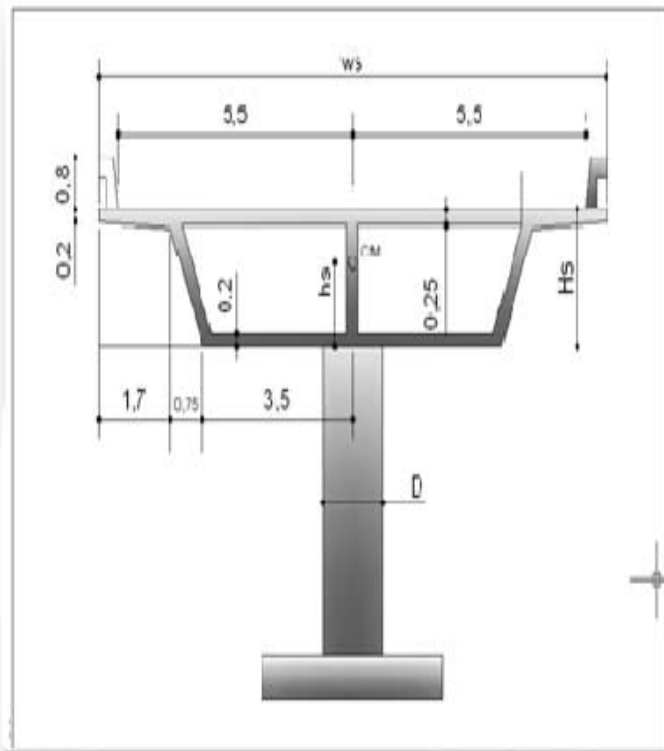


Figura 52 Súper-Estructura.

Paso2. Calcular el desplazamiento meta.

2.1. Asumir un perfil de desplazamiento transversal para el puente.

El perfil asumido es el de Traslación de cuerpo rígido (RBT), en este caso se espera que el desplazamiento transversal de todas las pilas sea el mismo, la amplitud del perfil de desplazamiento es controlado por la pila o el estribo con el menor desplazamiento meta.

Para definir el desplazamiento meta se seguirá el procedimiento a continuación detallado.

- Cálculo de la deformación unitaria que causa la ruptura del esfuerzo transversal, utilizar el método de Mander (1988) con las Ec.19, Ec.20, Ec.21. El refuerzo transversal propuesto (d_{bt}) es de 22mm, espaciado a 150mm y el refuerzo longitudinal (d_{bl}) es de 42mm de diámetro. Ver. Fig.53

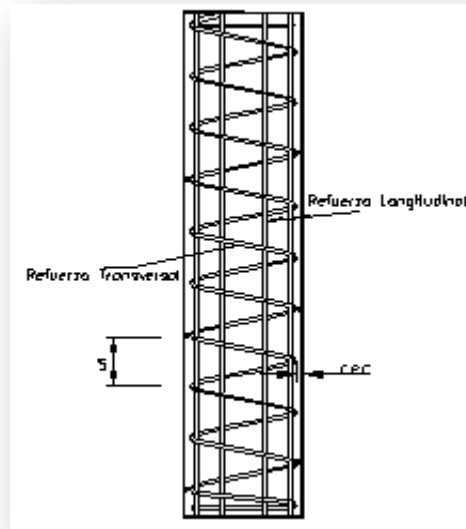
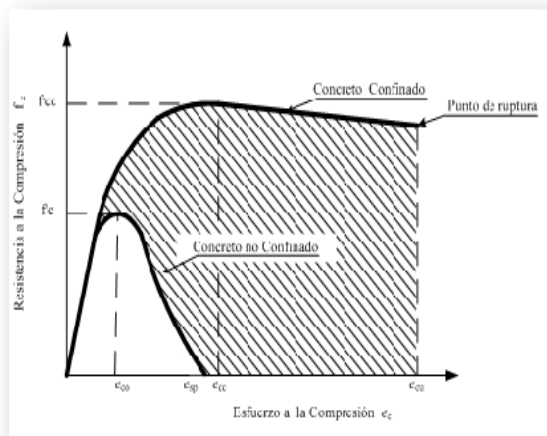


Figura 53. Acero de refuerzo.



$$f_I := 0.5 \cdot \rho_v \cdot f_{yh}$$

$$f'_{cc} := f'_c \cdot \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_I}{f'_c}} - 2 \frac{f_I}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$\epsilon_{cdc} := 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

Cuantía volumétrica del acero Transversal.

Se calcula el diámetro efectivo del acero transversal (D')

$$D' := D - (2 \cdot rec) + 22mm \quad D' = 1.6 \cdot m - 2 \cdot (50 \cdot mm) + 22 \cdot mm = 1.522 \cdot m$$

Área de la varilla transversal.

$$A_{bt} := \frac{\pi \cdot d_{bt}^2}{4} \quad A_{bt} = \frac{\pi \cdot (22 \cdot mm)^2}{4} = 3.8013 \cdot cm^2$$

Cuantía volumétrica de acero transversal.

$$\rho_v = \left(4 \cdot \frac{A_{bt}}{D' \cdot S} \right) \quad \rho_v = 4 \cdot \left[\frac{\frac{\pi \cdot d_{bt}^2}{4}}{[(D - 2 \cdot rec + 22 \cdot mm) \cdot (150 \cdot mm)]} \right] = 0.0067$$

Resistencia a la compresión del concreto confinado f'_{cc}

$$f_{yh} := f_y \quad f_{yh} = 420 \cdot MPa$$

$$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c \quad f'_{ce} = 1.3 \cdot (30 \cdot MPa) = 39 \cdot MPa$$

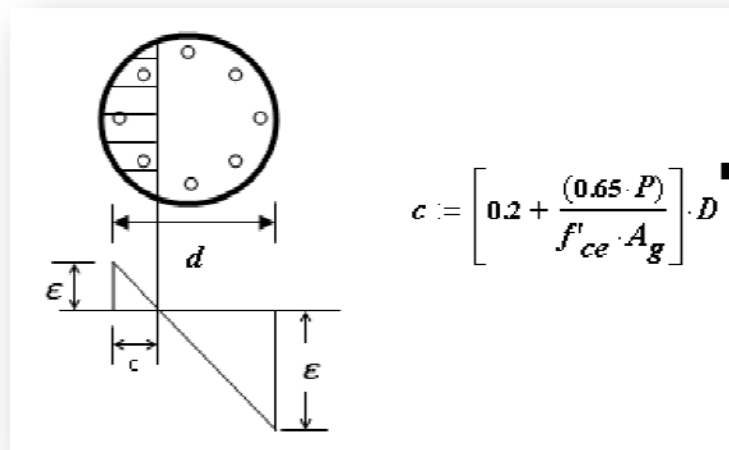
$$f_I := 0.5 \cdot \rho_v \cdot (f_{yh}) = 1.399 \cdot MPa$$

$$f'_{cc} := f'_{ce} \cdot \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_I}{f'_{ce}}} - 2 \frac{f_I}{f'_{ce}} - 1.254 \right) = 47.935 \cdot MPa$$

Deformación unitaria del concreto.

$$\varepsilon_{cdc} := 0.004 + 1.4 \cdot \frac{(\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su})}{f'_{cc}} = 0.0122$$

- Distancia desde el extremo de la columna al eje neutro **c**. Ver. Fig30 y Ec.24.



La carga axial P sobre la base de pila es igual a la suma del peso propio de la pila, mas el peso de la súper-estructura con una longitud de aporte (L/2) y mas el peso de la viga cabezal (Weight).

Pila	Dist. vano (m)	H (m)	Dist. Aporte. (m)	P. súper (kN)	P. pila (kN)	A Weight (kN)
Pila 1	0m	7	$\frac{L}{2} = 22.5 \text{ m}$	3015	112.6	<i>weight</i> $P_1 := 3550 \text{ kN}$
Pila 2	45m	7	$L = 45 \text{ m}$	6030	112.6	<i>weight</i> $P_2 := 535 \text{ kN}$
Pila 3	90	7	$\frac{L}{2} = 22.5 \text{ m}$	3015	112.6	<i>weight</i> $P_3 := 3550 \text{ kN}$

$$P_1 := 3015 \text{ kN} + 112.6 \text{ kN} + 3550 \text{ kN} = 6677.6 \cdot \text{kN}$$

$$P_2 := 6030 \text{ kN} + 112.6 \text{ kN} + 535 \text{ kN} = 6677.6 \cdot \text{kN}$$

$$P_3 := 3015 \text{ kN} + 112.6 \text{ kN} + 3550 \text{ kN} = 6677.6 \cdot \text{kN}$$

Los valores del área gruesa A_g de la pila y la distancia hasta el eje neutro c son los siguientes.

$$A_g := \frac{(\pi \cdot D^2)}{4} \quad A_g = \frac{\pi \cdot (1.6 \cdot \text{m})^2}{4} = 2.011 \text{ m}^2$$

$$c := \left[0.2 + \frac{(0.65 \cdot P_1)}{f'_{ce} \cdot A_g} \right] \cdot D = 0.409 \text{ m}$$

- Cálculo del desplazamiento de fluencia.

Curvatura de fluencia.

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{\varepsilon_y}{D}$$

$$\varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$$

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{\varepsilon_y}{D} = 0.003 \frac{1}{m}$$

Aplicando el método de la rótula plástica (*Ver. Sección 4.3.2*), se calcula el desplazamiento de fluencia (Δ_y) con *Ec.25*, *Ec.26*, *Ec.27*, *Ec.28* y *Ec.29*. Así:

LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA.

$$L_p := k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp}$$

$$k := 0.2 \cdot (u - 1)$$

$$k = 0.08$$

$$L_{sp} := 0.022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl}$$

$$f_{ye} := 1.1 f_y = 462 \cdot \text{MPa}$$

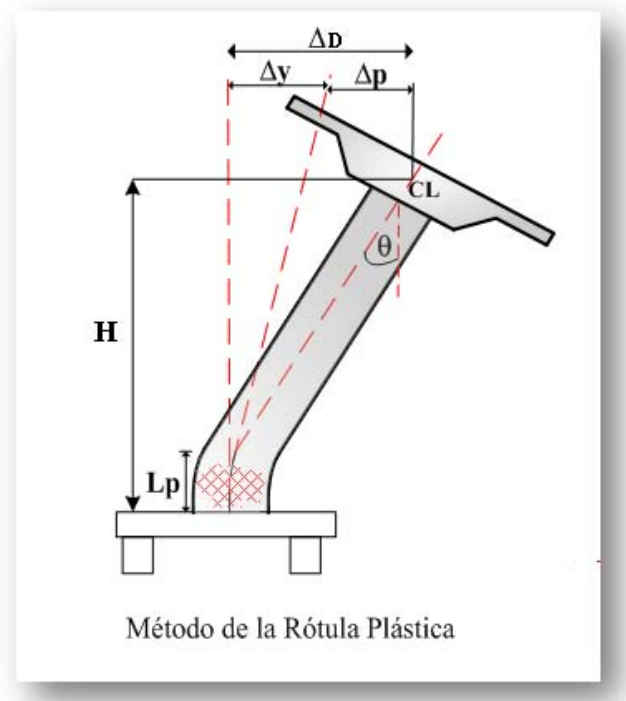
$$L_{sp} := 0.022 \times 462 \cdot d_{bl} = 0.4269 \cdot m$$

$$L_c := H$$

$$L_c = 7 \text{ m}$$

$$L_p := k \cdot L_c + L_{sp} = 0.987 \text{ m}$$

$$k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp} = 1$$



DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA.

$$\Delta_y := \frac{\phi_y \cdot (H + h_s + 2L_{sp})^2}{3} = 0.082 \text{ m}$$

CURVATURA DE CONTROL DE DAÑOS.

$$\varepsilon_{cdc} = 0.012 \quad c = 0.409 \text{ m}$$

$$\phi_{lsc} := \frac{\varepsilon_{cdc}}{c} = 0.0298 \frac{1}{m}$$

$$\phi_{lss} := \frac{\varepsilon_{su} \cdot 0.6}{D' \cdot c} = 0.0965 \frac{1}{m^2}$$

Se calcula la curvatura de control de daño para el concreto y para el acero, gobernando la curvatura de menor tamaño.

CURVATURA PLÁSTICA.

$$\phi_P := \phi_{lsc} - \phi_y = 0.0268 \frac{1}{m}$$

DESPLAZAMIENTO PLASTICO.

$$\Delta_p := \phi \cdot L_p \cdot H = 0.185 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTO META POR CONTROL DE DAÑO.

$$\Delta_D := \Delta_y + \Delta_p$$

$$\Delta_D := \Delta_y + \Delta_p = 0.267 \text{ m}$$

RESUMEN

PILA 1	$H = 7 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.082 \text{ m}$	$\Delta_p = 0.185 \text{ m}$	$\Delta_D = 0.267 \text{ m}$
PILA 2	$H = 7 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.082 \text{ m}$	$\Delta_p = 0.185 \text{ m}$	$\Delta_D = 0.267 \text{ m}$
PILA 3	$H = 7 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.082 \text{ m}$	$\Delta_p = 0.185 \text{ m}$	$\Delta_D = 0.267 \text{ m}$

2.2. Encontrar el desplazamiento para el SDOF.

El desplazamiento meta Δ_{sys} se calcula con la siguiente ecuación o directamente el valor de desplazamiento de cada pila.

$$\Delta_{sys} := \frac{\left(3 \cdot m_I \cdot \Delta_D^2\right)}{3 \cdot m_I \cdot \Delta_D} = 0.267 \text{ m}$$

Paso3. Masa y amortiguamiento viscoso equivalente.

Una vez calculado el desplazamiento de diseño y de fluencia procedemos a calcular la ductilidad del elemento como muestran los cálculos.

Ductilidad en cada elemento.

RESUMEN

PILA 1	$\Delta_{sys} = 0.267 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.082 \text{ m}$	$\mu_2 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} = 3.26$
PILA 2	$\Delta_{sys} = 0.267 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.082 \text{ m}$	$\mu_2 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} = 3.26$
PILA 3	$\Delta_{sys} = 0.267 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.082 \text{ m}$	$\mu_3 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} = 3.26$

Con Ec.32 se calcula el amortiguamiento viscoso equivalente para las pilas y estribos, así:

Amortiguamiento de las pilas.

RESUMEN

PILA 1	$H = 7 \text{ m}$	$\xi_1 := 0.05 + 0.444 \cdot \left[\frac{(\mu_2 - 1)}{\mu_2 \cdot \pi} \right] = 0.148$	
PILA 2	$H = 7 \text{ m}$	$\xi_2 := 0.05 + 0.444 \cdot \left[\frac{(\mu_2 - 1)}{\mu_2 \cdot \pi} \right] = 0.148$	
PILA 3	$H = 7 \text{ m}$	$\xi_3 := 0.05 + 0.444 \cdot \left[\frac{(\mu_3 - 1)}{\mu_3 \cdot \pi} \right] = 0.148$	

El cortante que se produce en la base de las pilas por acción de las cargas actuantes en el puente se lo puede distribuir en forma uniforme a cada una de las pilas y el porcentaje tomado de cada una es estimado como la relación inversa de su altura.

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad H = 7 \text{ m} \quad v_1 := \frac{1}{H} = 0.143 \frac{\text{I}}{\text{m}}$$

$$\text{PILA 2} \quad H = 7 \text{ m} \quad v_2 := \frac{1}{H} = 0.143 \frac{\text{I}}{\text{m}}$$

$$\text{PILA 3} \quad H = 7 \text{ m} \quad v_3 := \frac{1}{H} = 0.143 \frac{\text{I}}{\text{m}}$$

El amortiguamiento para el sistema se lo calcula con *Ec. 61*

Amortiguamiento equivalente para el sistema

$$\xi_{\text{sys}} := \frac{\Delta_{\text{sys}} \cdot v_1 \cdot \xi_1 + \Delta_{\text{sys}} \cdot v_2 \cdot \xi_2 + \Delta_{\text{sys}} \cdot v_3 \cdot \xi_3}{\Delta_{\text{sys}} \cdot v_1 + \Delta_{\text{sys}} \cdot v_2 + \Delta_{\text{sys}} \cdot v_3} = 0.148$$

La masa efectiva es igual a un tercio de la masa propia de la columna más el peso proporcionado por la súper-estructura, tal como se puede observar en el cálculo.

$$m_1 := \frac{L \cdot W_s}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot H \cdot W_c + \text{weight } p_1 = 6677.595 \cdot \text{kN}$$

$$m_2 := L \cdot W_s + \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot H \cdot W_c + \text{weight } p_2 = 6677.595 \cdot \text{kN}$$

$$m_3 := \frac{L \cdot W_s}{2} + \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot H \cdot W_c + \text{weight } p_3 = 6677.595 \cdot \text{kN}$$

Masa del Sistema.

$$m_{eff} := \frac{(3 \cdot m_I \cdot \Delta_D)}{\Delta_{sys} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2}} = 2042077.88 \cdot kg$$

Paso.4. Factor de reducción espectral y espectro reducido.

Usando Ec.35 con $\alpha=0.5$ se calcula el factor de reducción para el nivel de amortiguamiento de la pila.

Factor de reducción espectral.

$$R_d := \left(\frac{7}{2 + \xi_{sys} \cdot 100} \right)^\alpha = 0.645$$

Paso.5. Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.

Se calcula el periodo efectivo (T_{eff}) en función del desplazamiento meta (Δ_{sys}) periodo esquina (T_c) desplazamiento espectral máximo PSD y el factor de amortiguamiento. Ver Ec.36.

$$T_c = 6 s \quad PSD = 0.81 m \quad \alpha = 0.5$$

$$T_{eff} := \frac{\Delta_{sys}}{PSD \cdot R_d} \cdot T_c = 3.07 s$$

Luego, la rigidez secante (K_{eff}) se calcula con Ec.37 y la fuerza lateral requerida con Ec.38.

Rigidez Secante.

$$k_{eff} := \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_{eff}}{T_{eff}^2} = 8566.945 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{base} := k_{eff} \cdot \Delta_{sys} = 2290.07 \cdot kN$$

Paso.6. Repetir los paso 1-6 con un perfil de desplazamiento longitudinal.

Calcular el desplazamiento meta.

LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA.

$$L_p := k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp}$$

$$k := 0.2 \cdot (u - 1)$$

$$k = 0.08$$

$$L_{sp} := 0.022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl}$$

$$f_{ye} := 1.1 f_y = 462 \cdot MPa$$

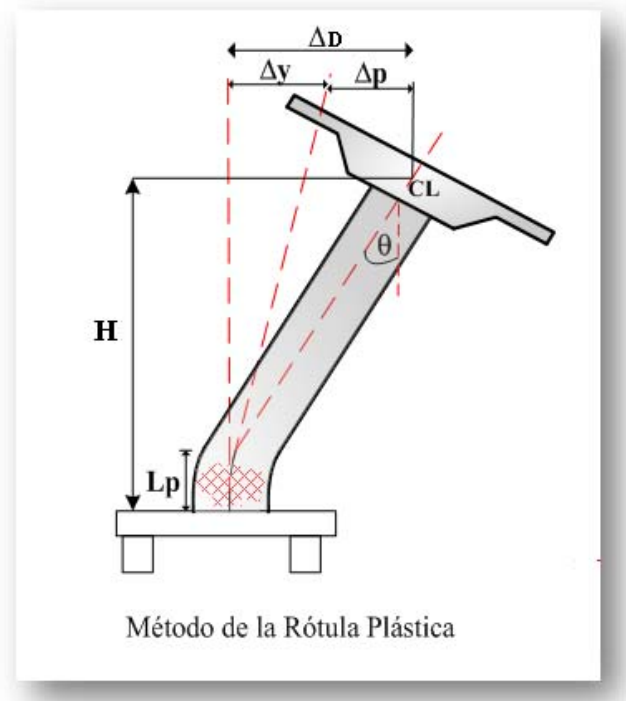
$$L_{sp} := 0.022 \times 462 \cdot d_{bl} = 0.4269 \cdot m$$

$$H_p := H + 2 \cdot L_{sp} = 7.854 \cdot m$$

$$L_c := \frac{H}{2} = 3.5 \cdot m$$

$$L_p := k \cdot L_c + L_{sp} = 0.707 \cdot m$$

$$k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2 L_{sp} = 0$$



DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA.

Se calcula el desplazamiento de fluencia en función de la curvatura de fluencia ϕ_y , altura efectiva H_p y el factor de desplazamiento de fluencia. Ver. Tabla.12

$$\Delta_y := \frac{\phi_y \cdot (H_p)^2}{6} = 0.0304 \cdot m$$

CURVATURA DE CONTROL DE DAÑOS..

$$\varepsilon_{cdc} = 0.012 \quad c = 0.409 \text{ m}$$

$$\phi_{lsc} := \frac{\varepsilon_{cdc}}{c} = 0.0298 \frac{1}{m}$$

$$\phi_{lss} := \frac{\varepsilon_{su} \cdot 0.6}{D' \cdot c} = 0.0965 \frac{1}{m^2}$$

Calcular la curvatura de control de daño para el concreto y para el acero, gobernando la curvatura de menor tamaño.

CURVATURA PLASTICA.

$$\phi_P := \phi_{lsc} - \phi_y = 0.0268 \frac{1}{m}$$

DESPLAZAMIENTO PLASTICO.

$$\Delta_p := \phi_P \cdot L_p \cdot H_p = 0.149 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTO META POR CONTROL DE DAÑO.

$$\Delta_D := \Delta_y + \Delta_p$$

$$\Delta_D := \Delta_y + \Delta_p = 0.179 \text{ m}$$

RESUMEN

PILA 1	$H = 7 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.03 \text{ m}$	$\Delta_p = 0.149 \text{ m}$	$\Delta_D = 0.179 \text{ m}$
PILA 2	$H = 7 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.03 \text{ m}$	$\Delta_p = 0.149 \text{ m}$	$\Delta_D = 0.179 \text{ m}$
PILA 3	$H = 7 \text{ m}$	$\Delta_y = 0.03 \text{ m}$	$\Delta_p = 0.149 \text{ m}$	$\Delta_D = 0.179 \text{ m}$

Calcular el desplazamiento que controla los efectos P- Δ .

$$a := 1.256 \quad b := -0.127 \quad c := -0.766 \quad d := 0.731 \quad \theta_s := 0.25$$

$$C := \frac{T_c \cdot \Delta_y}{2 \cdot \pi \cdot PSD} \cdot \sqrt{\frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{\theta_s \cdot H}} = 0.085$$

$$\mu_{\theta_s} := a + b \cdot C + c \cdot \frac{C - d}{C} = 7.087$$

$$\Delta_{\theta_{sys}} := \mu_{\theta_s} \cdot \Delta_y = 0.215 \text{ m}$$

Donde T_c es el periodo esquina, Δ_y es el desplazamiento de fluencia, θ_s índice de estabilidad (8-25%), a, b, c, d parámetros que dependen del tipo de suelo.

Encontrar el desplazamiento para el SDOF.

Si se compara el desplazamiento por ductilidad $\Delta_D = 0.179 \text{ m}$ y el desplazamiento basado en limitación a efectos P- Δ $\Delta_{\theta_{sys}} = 0.215 \text{ m}$ se puede apreciar que el desplazamiento que gobierna es el de ductilidad por lo tanto $\Delta_{sys} := \Delta_D = 0.179 \text{ m}$

Masa y amortiguamiento viscoso equivalente.

Una vez calculado el desplazamiento de diseño y de fluencia procedemos a calcular la ductilidad del elemento como muestran los cálculos.

Ductilidad en cada elemento.

RESUMEN

PILA 1	$H = 7\text{ m}$	$\Delta_{sys} = 0.179\text{ m}$	$\Delta_y = 0.03\text{ m}$	$\mu_1 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} = 5.91$
PILA 2	$H = 7\text{ m}$	$\Delta_{sys} = 0.179\text{ m}$	$\Delta_y = 0.03\text{ m}$	$\mu_2 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} = 5.91$
PILA 3	$H = 7\text{ m}$	$\Delta_{sys} = 0.179\text{ m}$	$\Delta_y = 0.03\text{ m}$	$\mu_3 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} = 5.91$

Amortiguamiento en las pilas.

RESUMEN

PILA 1	$H = 7\text{ m}$	$\xi_1 := 0.05 + 0.444 \cdot \left(\frac{\mu_1 - 1}{\mu_1 \cdot \pi} \right) = 0.167$
PILA 2	$H = 7\text{ m}$	$\xi_2 := 0.05 + 0.444 \cdot \left(\frac{\mu_2 - 1}{\mu_2 \cdot \pi} \right) = 0.167$
PILA 3	$H = 7\text{ m}$	$\xi_3 := 0.05 + 0.444 \cdot \left(\frac{\mu_3 - 1}{\mu_3 \cdot \pi} \right) = 0.167$

El cortante que se produce en la base de las pilas por acción de las cargas actuantes en el puente se lo puede distribuir en forma uniforme a cada una de las pilas y el porcentaje tomado de cada una es estimado como la relación inversa de su altura.

RESUMEN

PILA 1	$H = 7 \text{ m}$	$v_1 := \frac{1}{H} = 0.143 \frac{\text{I}}{\text{m}}$
PILA 2	$H = 7 \text{ m}$	$v_2 := \frac{1}{H} = 0.143 \frac{\text{I}}{\text{m}}$
PILA 3	$H = 7 \text{ m}$	$v_3 := \frac{1}{H} = 0.143 \frac{\text{I}}{\text{m}}$

Amortiguamiento equivalente para el sistema

$$\xi_{sys} := \frac{\Delta_{sys} \cdot v_1 \cdot \xi_1 + \Delta_{sys} \cdot v_2 \cdot \xi_2 + \Delta_{sys} \cdot v_3 \cdot \xi_3}{\Delta_{sys} \cdot v_1 + \Delta_{sys} \cdot v_2 + \Delta_{sys} \cdot v_3} = 0.167$$

La masa efectiva es igual tanto para el sentido longitudinal como transversal, por lo tanto:

$$m_{eff} = 2042077.884 \text{ kg}$$

Factor de reducción espectral y espectro reducido.

$$R_d := \left(\frac{7}{2 + \xi_{sys} \cdot 100} \right)^\alpha = 0.611$$

Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.

Periodo efectivo.

Datos

$$T_c = 6 \text{ s} \quad PSD = 0.81 \text{ m}$$

$$T_{eff} := \frac{\Delta_{sys}}{PSD \cdot R_d} \cdot T_c = 2.17 \text{ s}$$

Rigidez Secante.

$$k_{eff} := \frac{4\pi^2 \cdot m_{eff}}{T_{eff}^2} = 17064.877 \cdot \frac{kN}{m}$$

Cortante total (V_{base})

$$V_{base} := k_{eff} \cdot \Delta_{sys} = 3060.279 \cdot kN$$

Paso.7. Distribución de la resistencia y diseño de la sección.

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad V_{T1} := \frac{(m_1 \cdot \Delta_{sys})}{m_1 \cdot \Delta_{sys} + m_2 \cdot \Delta_{sys} + m_3 \cdot \Delta_{sys}} \cdot V_{base} = 763.357 \cdot kN$$

$$\text{PILA 2} \quad V_{T2} := \frac{(m_2 \cdot \Delta_{sys})}{m_1 \cdot \Delta_{sys} + m_2 \cdot \Delta_{sys} + m_3 \cdot \Delta_{sys}} \cdot V_{base} = 763.357 \cdot kN$$

$$\text{PILA 3} \quad V_{T3} := \frac{(m_3 \cdot \Delta_{sys})}{m_1 \cdot \Delta_{sys} + m_2 \cdot \Delta_{sys} + m_3 \cdot \Delta_{sys}} \cdot V_{base} = 763.357 \cdot kN$$

La distribución del cortante se lo puede hacer tal como muestra el cálculo o simplemente dividiendo el total del cortante entre el número de pilas.

El momento de las pilas (M_T) es igual a producto de la demanda de rigidez en la base de la pila (V_{ase}) y la altura (H_s) de cortante. Ver Ec.39

Momentos de Diseño.

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad H = 7 \text{ m} \quad M_{T1} := V_{T1} \cdot (H + h_s) = 6312.961 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{PILA 2} \quad H = 7 \text{ m} \quad M_{T2} := V_{T2} \cdot (H + h_s) = 6312.961 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{PILA 3} \quad H = 7 \text{ m} \quad M_{T3} := V_{T3} \cdot (H + h_s) = 6312.961 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Una vez obtenidos los momentos de diseño se procede a calcular los índices de estabilidad $\theta_{\Delta I}$, mismos que resultan de la relación entre los momentos P- Δ y los momentos de diseño M_T , si el índice de estabilidad es mayor que 8% y menor que el 15% se aumenta el momento de diseño en un 5%, esto es por un momento adicional que se ocasiona por los efectos de P- Δ .

Efectos P- Δ .

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad H = 7 \text{ m} \quad \theta_{\Delta I} := \frac{(P_1 \cdot \Delta_{sys})}{M_{T1}} = 0.2828$$

$$\text{PILA 2} \quad H = 7 \text{ m} \quad \theta_{\Delta I} := \frac{(P_2 \cdot \Delta_{sys})}{M_{T2}} = \blacksquare$$

$$\text{PILA 3} \quad H = 7 \text{ m} \quad \theta_{\Delta 2} := \frac{(P_3 \cdot \Delta_{sys})}{M_{T3}} = 0.2828$$

RESUMEN

PILA 1	$P_{\Delta 1} := P_1 \cdot \Delta_{sys} = 1785.021 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{TP\Delta 1} := (P_{\Delta 1} \cdot 0.5) + M_{T1} = 7205.471 \text{ kN}\cdot\text{m}$
PILA 2	$P_{\Delta 2} := P_2 \cdot \Delta_{sys} = 1785.021 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{TP\Delta 2} := (P_{\Delta 2} \cdot 0.5) + M_{T2} = 7205.471 \text{ kN}\cdot\text{m}$
PILA 3	$P_{\Delta 3} := P_3 \cdot \Delta_{sys} = 1785.021 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{TP\Delta 3} := (P_{\Delta 3} \cdot 0.5) + M_{T3} = 7205.471 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sentido Longitudinal.

Distribución de la resistencia.

RESUMEN

PILA 1	$H = 7 \text{ m}$	$V_{L1} := \frac{V_{base}}{3} = 1020.09 \text{ kN}$
PILA 2	$H = 7 \text{ m}$	$V_{L2} := \frac{V_{base}}{3} = 1020.09 \text{ kN}$
PILA 3	$H = 7 \text{ m}$	$V_{L3} := \frac{V_{base}}{3} = 1020.09 \text{ kN}$

Momentos de Diseño.

RESUMEN

PILA 1	$H = 7 \text{ m}$	$V_{L1} = 1020.093 \text{ kN}$	$M_{L1} := V_{L1} \cdot \frac{H_p}{2} = 4005.791 \text{ kN}\cdot\text{m}$
PILA 2	$H = 7 \text{ m}$	$V_{L2} = 1020.093 \text{ kN}$	$M_{L2} := V_{L2} \cdot \frac{H_p}{2} = 4005.791 \text{ kN}\cdot\text{m}$
PILA 3	$H = 7 \text{ m}$	$V_{L3} = 1020.093 \text{ kN}$	$M_{L3} := V_{L3} \cdot \frac{H_p}{2} = 4005.791 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Calcular el índice de estabilidad para cada pila.

Efectos P-Δ.

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad H = 7 \text{ m} \quad \theta_{\Delta 1} := \frac{P_1 \cdot \Delta_{sys}}{M_{L1}} = 0.2989$$

$$\text{PILA 2} \quad H = 7 \text{ m} \quad \theta_{\Delta 1} := \frac{P_2 \cdot \Delta_{sys}}{M_{L2}} = 0.2989$$

$$\text{PILA 3} \quad H = 7 \text{ m} \quad \theta_{\Delta 2} := \frac{P_3 \cdot \Delta_{sys}}{M_{L3}} = 0.2989$$

Ya que el índice de estabilidad es mayor al 8% se aumenta en un 50% el momento de diseño.

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad P_{\Delta 1} := P_1 \cdot \Delta_{sys} = 1197.507 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{LP\Delta 1} := (P_{\Delta 1} \cdot 0.5) + M_{L1} = 4604.544 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{PILA 2} \quad P_{\Delta 2} := P_2 \cdot \Delta_{sys} = 1197.507 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{LP\Delta 2} := (P_{\Delta 2} \cdot 0.5) + M_{L2} = 4604.544 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{PILA 3} \quad P_{\Delta 3} := P_3 \cdot \Delta_{sys} = 1197.507 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{LP\Delta 3} := (P_{\Delta 3} \cdot 0.5) + M_{L3} = 4604.544 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

7.1. Combinar la demanda de resistencia en la dirección longitudinal y transversal usando la regla del 100%-30% para una apropiada combinación.

Una vez que se ha realizado el análisis se toman los momentos y cortantes que requiere cada pila, y con estos valores se diseña. Así.

RESUMEN

$$\text{PILA 1} \quad P_1 = 6677.6 \cdot kN \quad M_{L1} = 4005.791 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{T1} = 6312.961 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{PILA 2} \quad P_2 = 6677.6 \cdot kN \quad M_{L2} = 4005.791 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{T2} = 6312.961 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{PILA 3} \quad P_3 = 6677.6 \cdot kN \quad M_{L3} = 4005.791 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{T3} = 6312.961 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{PILA 1} \quad V_{L1} = 1020.093 \cdot kN \quad V_{T1} = 763.357 \cdot kN$$

$$\text{PILA 2} \quad V_{L2} = 1020.093 \cdot kN \quad V_{T2} = 763.357 \cdot kN$$

$$\text{PILA 3} \quad V_{L3} = 1020.093 \cdot kN \quad V_{T3} = 763.357 \cdot kN$$

Diseño Biaxial.

Se combinan los momentos y cortantes aplicando la ley del 100-30%.

$$M_{D1} := \sqrt{M_{T1}^2 + (0.3 \cdot M_{L1})^2} = 6426.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{D2} := \sqrt{M_{L1}^2 + (0.3 \cdot M_{T1})^2} = 4430.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{D1} := \sqrt{V_{T1}^2 + (0.3 \cdot V_{L1})^2} = 822.4 \cdot kN$$

$$V_{D2} := \sqrt{V_{L1}^2 + (0.3 \cdot V_{T1})^2} = 1045.5 \cdot kN$$

Tomar los valores más altos.

$$M_{DI} := \sqrt{M_{TI}^2 + (0.3 \cdot M_{LI})^2} = 6426.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{D2} := \sqrt{V_{LI}^2 + (0.3 \cdot V_{TI})^2} = 1045.5 \cdot \text{kN}$$

Con los valores de momento y cortante de diseño se realiza un modelo real de esfuerzo – deformación (USCR), y se determina la cantidad de refuerzo necesaria para la pila. Así: Se proporcionará 15 barras de 42mm para el refuerzo longitudinal, obteniendo una cuantía de 1.03% y el refuerzo transversal estará conformado por una espiral de 22mm de diámetro con un espaciamiento de 150mm, con lo que se obtiene una cuantía de acero transversal igual a 0.6%. El análisis momento-curvatura se puede observar en la Fig. 54

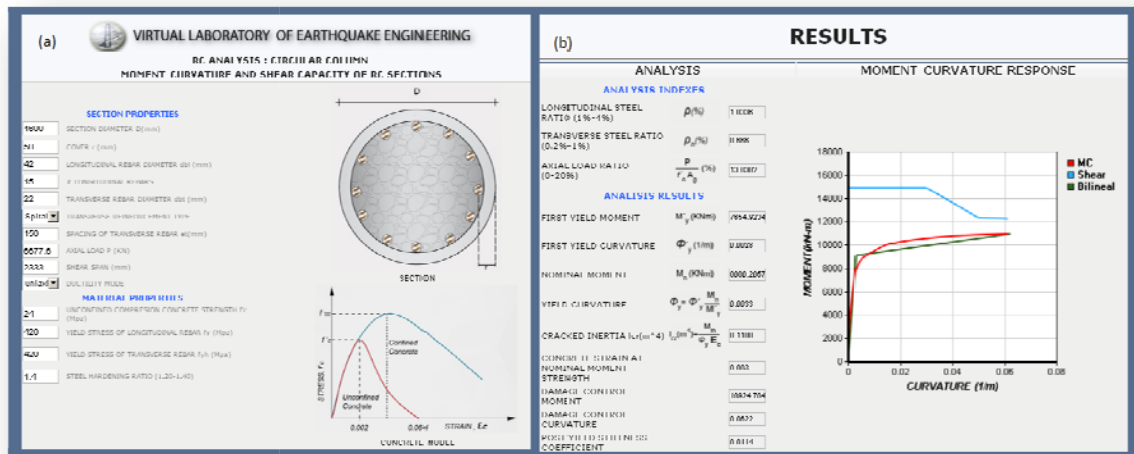


Figura 54. Análisis momento-curvatura para las pilas del ejercicio 5.

- **Ejemplo 6.**

Se desea diseñar un puente con estribos tipo asiento *Ver Fig.55*, el puente tiene cuatro claros de 40m cada uno y una longitud total de 160m. La súper-estructura es continua con hormigón de concreto. Las pilas tienen una altura uniforme de 7m y 8m la unión con la súper-estructura es monolítica. El ancho de la viga cabezal es de 18m.

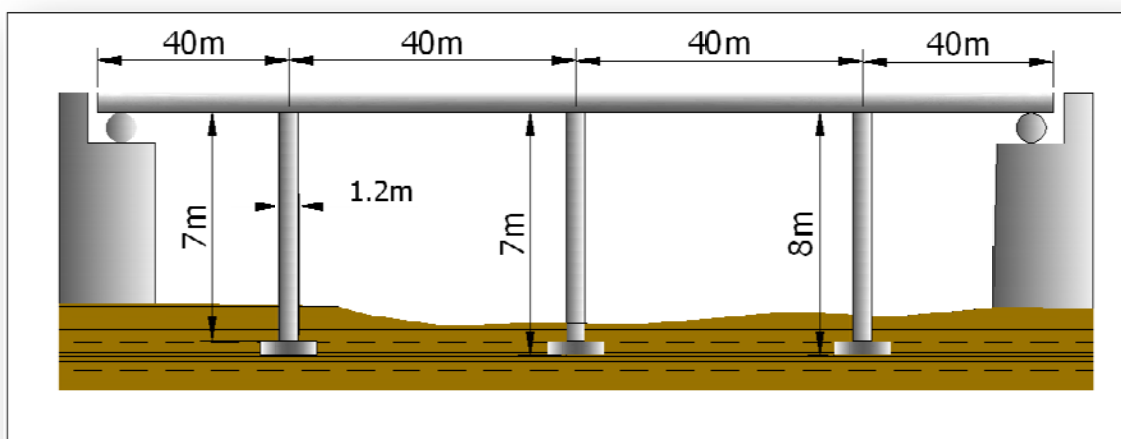


Figura 55. Puente con estribos tipo asiento.

Objetivo de diseño: Se requiere diseñar bajo el estado límite de control de daño con el sismo de diseño representado por Fig.54. El periodo esquina es de 5s y el desplazamiento máximo MDISP es igual a 0.9m. La deformación unitaria a tensión del acero es igual a 0.06, para encontrar la deformación unitaria del concreto usar el modelo de Mander, Mander (1988).

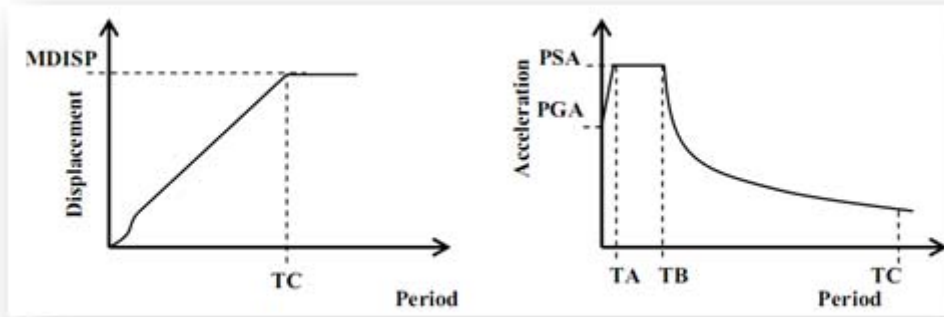
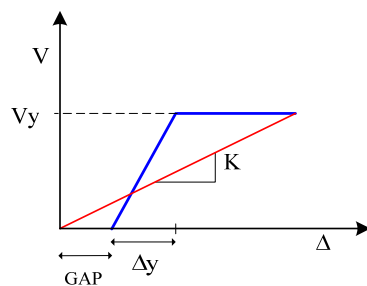
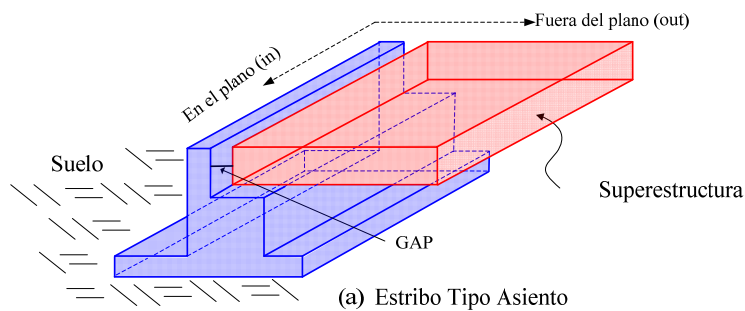


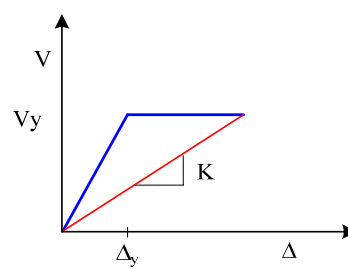
Figura 56. Espectros de diseño de aceleración y desplazamiento.

Estribos.

El desplazamiento de fluencia en el plano es igual a $DYIN = 0.05m$, desplazamiento de fluencia fuera del plano $DYOUT = 0.05$, capacidad de desplazamiento en el plano $DTIN = 1m$, capacidad de desplazamiento fuera del plano $DTOUT= 1m$, fuerza de fluencia en el plano $FYIN = 1040$, fuerza de fluencia fuera del plano $FYOUT = 6589.18$, $GAP= 0.03$ espaciamiento entre la superestructura y el estribo, y el amortiguamiento asignado a estos puentes es de $\xi=10\%$.



b) Respuesta Fuera del Plano



c) Respuesta en el Plano

Paso1. Definir las componentes y dimensiones de la sección.

Luego de hacer un análisis para cargas gravitacionales y considerando una relación de carga menor al 15%, se decidió que las pilas del puente consten de dos columnas integrales. Ver. Fig.57.

La altura libre de la columna H es igual a 7m y su diámetro inicial fue propuesto en $D=1.2\text{m}$. La altura desde la base de la súper-estructura al centro de gravedad $= 1.16\text{m}$. El concreto con el que se construirá las columnas tiene una resistencia a la compresión de 30MPa. El acero de refuerzo tiene una resistencia de fluencia de 420MPa, una relación de última fluencia $u (f_u/f_y)$ de 1.4 y la deformación unitaria de control de daño 0.06.

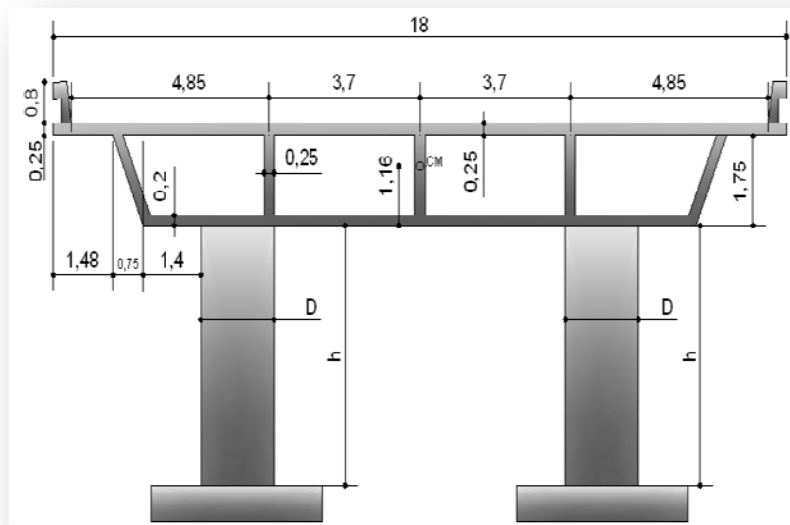


Figura 57. Pilas de Puente.

2.1. Asumir un perfil de desplazamiento transversal para el puente.

El perfil asumido es el de Traslación de cuerpo rígido (RBT), en este caso se espera que el desplazamiento transversal de todas las pilas sea el mismo, la amplitud del perfil de desplazamiento es controlado por la pila o el estribo con el menor desplazamiento meta.

Para definir el desplazamiento meta se seguirá el procedimiento a continuación detallado.

- Calculo de la deformación unitaria que causa la ruptura del esfuerzo transversal, utilizar el método de Mander, (Mander, 1988) con las Ec.19, Ec.20, Ec.21. El refuerzo transversal propuesto (d_{bt}) es de 16mm, espaciado a 150mm y el refuerzo longitudinal (d_{bl}) es de 40mm de diámetro. Ver. Fig.58

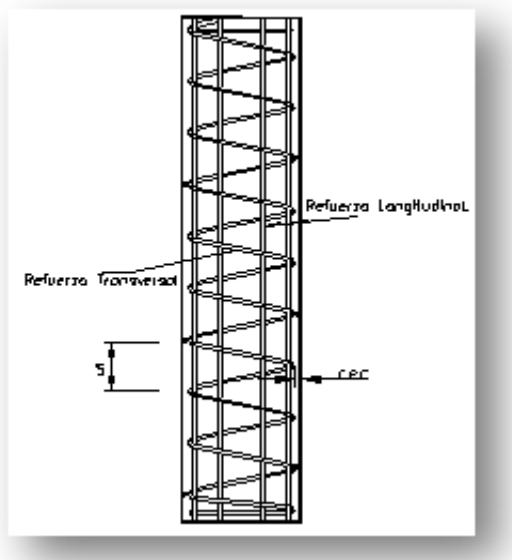
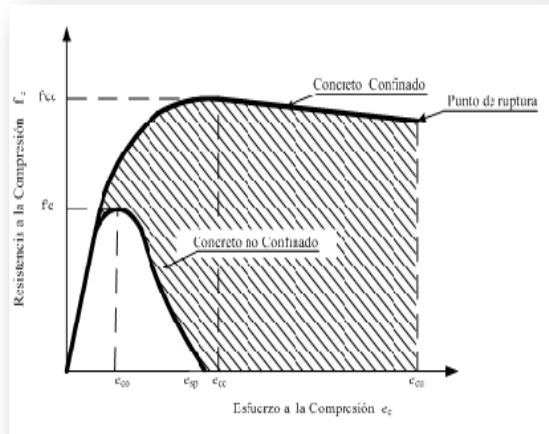


Figura 58. Acero de refuerzo.



$$f_I := 0.5 \cdot \rho_v \cdot f_{yh}$$

$$f'_{cc} := f'_c \cdot \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_I}{f'_c}} - 2 \frac{f_I}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$\varepsilon_{cdc} := 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

Cuantía volumétrica del acero Transversal.

Diámetro efectivo del acero transversal (D')

$$D' := D - 2 \cdot rec + d_{bt} = 1.116 \text{ m}$$

Área de la varilla transversal.

$$A_{bt} := \frac{\pi \cdot d_{bt}^2}{4} \quad A_{bt} = \frac{\pi \cdot (16 \cdot \text{mm})^2}{4} = 2.0106 \cdot \text{cm}^2$$

Cuantía volumetrica del acero transversal.

$$\rho_v = \left(\frac{4 A_{bt}}{D' \cdot S} \right) = 0.0048$$

Resistencia a la compresión del concreto confinado f'_{cc} .

$$f_{yh} := f_y \quad f_{yh} = 420 \cdot \text{MPa}$$

$$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c \quad f'_{ce} = 1.3 \cdot (30 \cdot \text{MPa}) = 39 \cdot \text{MPa}$$

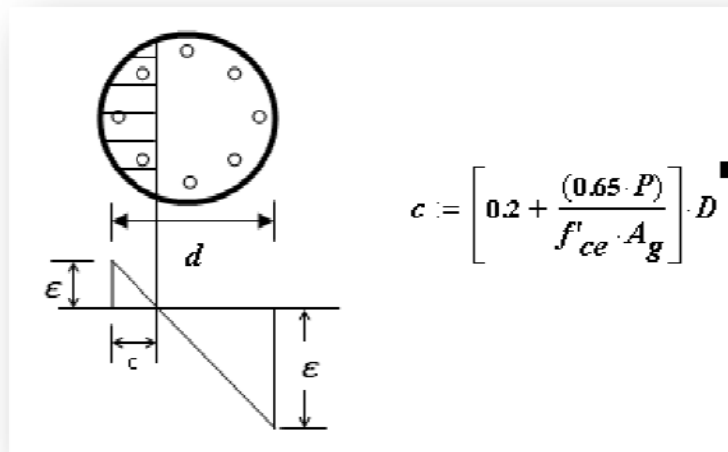
$$f_I := 0.5 \cdot \rho_v \cdot (f_{yh}) = 1.009 \text{ MPa}$$

$$f'_{cc} := f'_{ce} \cdot \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_I}{f'_{ce}}} - 2 \frac{f_I}{f'_{ce}} - 1.254 \right) = 45.589 \text{ MPa}$$

Deformación unitaria del concreto.

$$\varepsilon_{cdc} := 0.004 + 1.4 \cdot \frac{(\rho_v \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su})}{f'_{cc}} = 0.0102$$

- Distancia desde el extremo de la columna al eje neutro **c**.



La carga axial P sobre la base de pila es igual a la suma del peso propio de la pila, mas el peso de la súper-estructura con una longitud de aporte (L/2) y mas el peso de la viga cabezal (Weightht).

Para Pilas 1-2.

H=7m

Peso de aporte de la súper-estructura.

$$Weight_{super} := L \cdot W_s = 10400 \cdot kN$$

Área de la columna

$$A_{columna} := \frac{D^2 \cdot \pi}{4} = 1.131 \text{ m}^2$$

Peso de la columna.

$$Weight_{columnaI} := (H + h_s) \cdot A_{columna} \cdot \gamma = 221.49 \cdot kN$$

Carga axial.

$$Carga_{axial.P1} := \frac{Weight_{super} + Weight_{columna1} + AWEIGHT}{2} = 5736.745 \cdot kN$$

Relación de carga axial.

$$ALR := \frac{Carga_{axial.P1}}{1.3f'_c \cdot A_{columna}} = 0.13$$

Distancia desde el extremo de la columna al eje neutro

$$c := (0.2 + 0.65 \cdot ALR) \cdot D = 0.341 \text{ m}$$

Para Pila 3.

H=8m

Peso de aporte de la súper-estructura.

$$Weight_{super} := L \cdot W_s = 10400 \cdot kN$$

Área de la columna

$$A_{columna} := \frac{D^2 \cdot \pi}{4} = 1.131 \text{ m}^2$$

Peso de la columna.

$$Weight_{columna3} := (H + h_s) \cdot A_{columna} \cdot \gamma = 248.633 \cdot kN$$

Carga axial.

$$Carga_{axial.P3} := \frac{Weight_{super} + Weight_{columna3} + AWEIGHT}{2} = 5750.317 \cdot kN$$

Relación de carga axial.

$$ALR := \frac{Carga_{axial.P3}}{1.3f'_c \cdot A_{columna}} = 0.13$$

Distancia desde el extremo de la columna al eje neutro.

$$c := (0.2 + 0.65 \cdot ALR) \cdot D = 0.342 \text{ m}$$

- Cálculo del desplazamiento de fluencia.

Curvatura de fluencia.

Para Pilas 1-2.

CURVATURA DE FLUENCIA.

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{\varepsilon_y}{D}$$

$$f_{ye} := 1.1f_y = 462 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y := \frac{f_{ye}}{E_s} = 0.00231$$

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{\varepsilon_y}{D} = 0.0043 \frac{1}{m}$$

Aplicando el método de la rótula plástica se calcula el desplazamiento de fluencia (Δ_y)

LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA.

$$k := 0.2 \cdot (u - 1)$$

$$L_{sp} := 0.022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl}$$

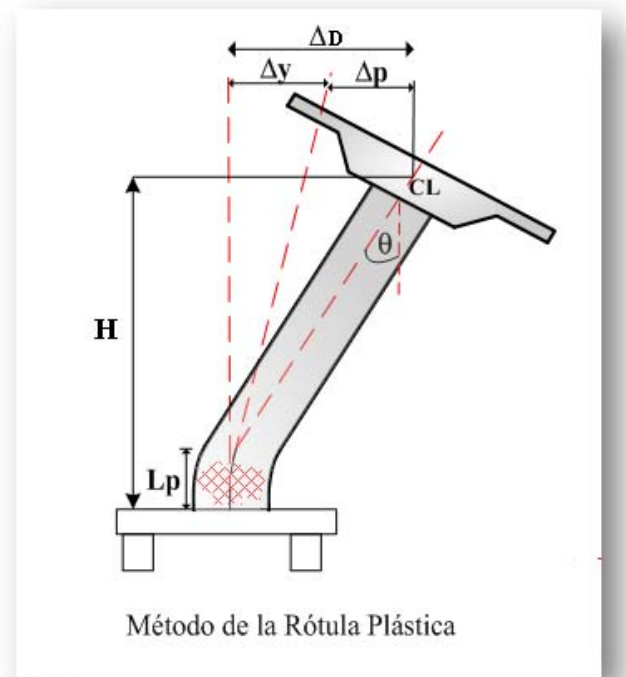
$$L_{sp} := 0.022 \times 462 \cdot d_{bl} = 0.4066 \cdot m$$

$$H_{sPI} := \frac{H_t}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$L_p := k \cdot \frac{H}{2} + L_{sp} = 0.687 \text{ m}$$

$$L_p \geq 2L_{sp} = 0$$

$$L_p := 2 \cdot L_{sp} = 0.813 \text{ m}$$



DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA.

$$\Delta_{yPI} := \frac{\phi_y \cdot (H_t + 2L_{sp})^2}{6} = 0.044 \cdot m$$

CURVATURA DE CONTROL DE DAÑOS..

$$\varepsilon_{cdc} = 0.01 \quad c = 0.341 \text{ m}$$

$$\phi_{lsc} := \frac{\varepsilon_{cdc}}{c} = 0.0299 \frac{1}{m}$$

$$\phi_{lss} := \frac{\varepsilon_{su} \cdot 0.6}{D' \cdot c} = 0.1575 \frac{1}{m^2}$$

Se calcula la curvatura de control de daño para el concreto y para el acero, gobernando la curvatura de menor tamaño.

CURVATURA PLASTICA.

$$\phi_P := \phi_{lsc} - \phi_y = 0.0255 \frac{1}{m}$$

DESPLAZAMIENTO PLASTICO.

$$\Delta_{pPI} := \phi_P \cdot L_p \cdot H_t = 0.145 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTO META TRANSVERSAL POR CONTROL DE DAÑO.

$$\Delta_{TPI} := \Delta_{yPI} + \Delta_{pPI} = 0.189 \text{ m}$$

Para Pila 3.

- Cálculo del desplazamiento de fluencia.

Curvatura de fluencia.

CURVATURA DE FLUENCIA.

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{\varepsilon_y}{D}$$

$$f_{ye} := 1.1f_y = 462 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y := \frac{f_{ye}}{E_s} = \blacksquare$$

$$\phi_y := 2.25 \cdot \frac{\varepsilon_y}{D} = \blacksquare$$

Desplazamiento de fluencia Δ_y

LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA.

$$k := 0.2 \cdot (u - 1)$$

$$k = 0.08$$

$$L_{sp} := 0.022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl}$$

$$L_{sp} := 0.022 \times 462 \cdot d_{bl} = 0.4066 \cdot m$$

$$H_{sP3} := \frac{H_t}{2} = 4 \text{ m}$$

$$L_p := k \cdot \frac{H}{2} + L_{sp} = 0.727 \text{ m}$$

$$L_p \geq 2L_{sp} = 0$$

$$L_p := 2 \cdot L_{sp} = 0.813 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA.

$$\Delta_{yP3} := \frac{\phi_y \cdot (H_t + 2L_{sp})^2}{6} = 0.056 \cdot m$$

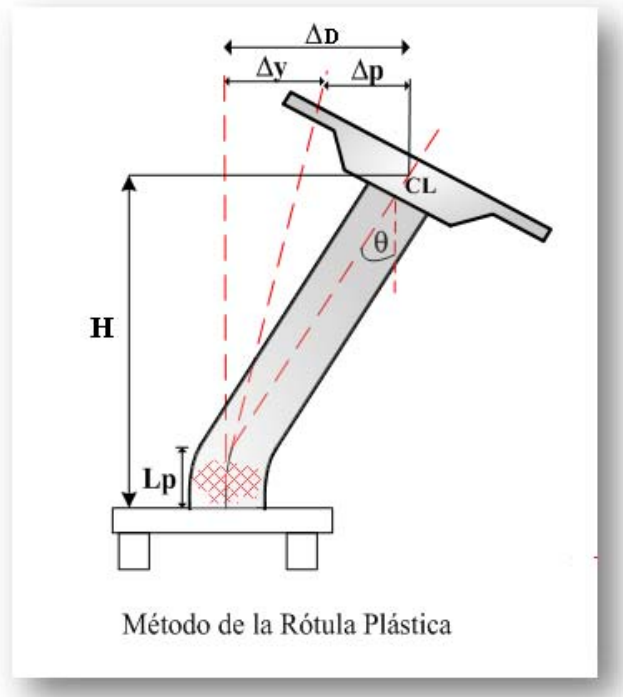
CURVATURA DE CONTROL DE DAÑOS..

$$\varepsilon_{cdc} = 0.01 \quad c = 0.342 \text{ m}$$

$$\phi_{lsc} := \frac{\varepsilon_{cdc}}{c} = 0.0298 \frac{1}{m}$$

$$\phi_{lss} := \frac{\varepsilon_{cdc} \cdot 0.6}{D - c} = \blacksquare$$

Se calcula la curvatura de control de daño para el concreto y para el acero, gobernando la curvatura de menor tamaño.



CURVATURA PLASTICA.

$$\phi_P := \phi_{lsc} - \phi_y = 0.0255 \frac{1}{m}$$

DESPLAZAMIENTO PLASTICO.

$$\Delta_{pP3} := \phi_P \cdot L_p \cdot H_t = 0.166 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTO META TRANSVERSAL POR CONTROL DE DAÑO.

$$\Delta_D := \Delta_{yP3} + \Delta_{pP3}$$

$$\Delta_{TP3} := \Delta_{yP3} + \Delta_{pP3} = 0.222 \text{ m}$$

- Calculo del desplazamiento de los Estribos.

Desplazamiento transversal.

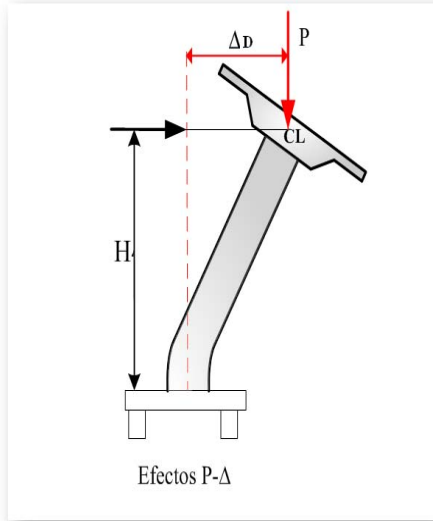
$$\Delta_{tE1} := DTIN - \frac{SKEW \cdot (DTIN - DTOUT)}{90} = 1 \text{ m}$$

$$\Delta_{tE2} := \Delta_{tE1}$$

RESUMEN

Estr.1	-	<i>DYIN = 0.05 m</i>		$\Delta_{tE1} = 1 \text{ m}$
PILA 1	<i>H := 7m</i>	$\Delta_{yP1} = 0.044 \text{ m}$	$\Delta_{pP1} = 0.173 \text{ m}$	$\Delta_{TP1} = 0.1894 \text{ m}$
PILA 2	<i>H = 7m</i>	$\Delta_{yP2} = 0.044 \text{ m}$	$\Delta_{pP2} = 0.173 \text{ m}$	$\Delta_{TP2} = 0.189 \text{ m}$
PILA 3	<i>H := 8m</i>	$\Delta_{yP3} = 0.056 \text{ m}$	$\Delta_{pP3} = 0.166 \text{ m}$	$\Delta_{TP3} = 0.222 \text{ m}$
Estr.2	-	<i>DYIN = 0.05 m</i>		$\Delta_{tE2} = 1 \text{ m}$

Desplazamiento considerando los efectos P-Δ.



Cuando se diseñan puentes con una capacidad de desplazamiento determinada, este desplazamiento provoca momentos llamados momentos PΔ, este momento tiene una carga P y una longitud Δ_D.

Si se compara los momentos P-Δ con los momentos de diseño obtenemos un índice de estabilidad, mismo que tiene que estar en un rango del 8 al 30%, si el índice de estabilidad supera el 30% nos indica que el desplazamiento por ductilidad es demasiado grande, y se debería aumentar las dimensiones de las pilas, convirtiéndose en un proceso iterativo.

Para evitar esta iteración (Suarez, 2008) propone una ecuación que controla los efectos P-Δ, es así que el desplazamiento que gobierne será el desplazamiento de menor tamaño.

$$a := 1.256$$

$$b := -0.127$$

$$c := -0.766$$

$$d := 0.731$$

$$\theta_s := 0.25$$

$$C_{P1} := \frac{T_c \cdot \Delta_{yP1}}{2 \cdot \pi \cdot PSD} \cdot \sqrt{\frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{\theta_s \cdot 7m}} = 0.092$$

$$C_{P2} := \frac{T_c \cdot \Delta_{yP3}}{2 \cdot \pi \cdot PSD} \cdot \sqrt{\frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{\theta_s \cdot 8m}} = 0.11$$

$$\mu_{\theta s P1} := a + b \cdot C_{P1} + c \cdot \frac{C_{P1} - d}{C_{P1}} = 6.548$$

$$\mu_{\theta s P3} := a + b \cdot C_{P2} + c \cdot \frac{C_{P2} - d}{C_{P2}} = 5.576$$

$$\Delta_{\theta s y s} := \mu_{\theta s P1} \cdot \Delta_{y P1} = 0.2886 \text{ m}$$

$$\Delta_{\theta s y s} := \mu_{\theta s P3} \cdot \Delta_{y P3} = 0.3126 \text{ m}$$

2.2. Encontrar el desplazamiento para el SDOF.

El desplazamiento meta Δ_{sys} es igual al menor desplazamiento descrito por las pilas o estribos.

Comparando los desplazamientos por ductilidad y los que controla los efectos P- Δ , se toma el de menor valor así:

$$\Delta_{sys} := \Delta_{TP1} = 0.189 \text{ m}$$

Paso3. Masa y amortiguamiento viscoso equivalente.

Una vez calculado el desplazamiento de diseño y de fluencia se procede a calcular la ductilidad del elemento como muestran los cálculos.

Ductilidad en cada elemento.

RESUMEN

Estr.1	-	$\Delta_{tE1} = 1 \text{ m}$	$\Delta_{yE1} := 0.1 \text{ m}$	$\mu_{E1} := \frac{\Delta_{sys}}{DYIN} = 3.7878$
PILA 1	$H = 8 \text{ m}$	$\Delta_{TP1} = 0.1894 \text{ m}$	$\Delta_{yP1} = 0.044 \text{ m}$	$\mu_1 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_{yP1}} = 4.3$
PILA 2	$H = 8 \text{ m}$	$\Delta_{TP2} = 0.189 \text{ m}$	$\Delta_{yP2} = 0.044 \text{ m}$	$\mu_2 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_{yP2}} = 4.3$
PILA 3	$H = 8 \text{ m}$	$\Delta_{TP3} = 0.222 \text{ m}$	$\Delta_{yP3} = 0.056 \text{ m}$	$\mu_3 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_{yP3}} = 3.38$
Estr.2	-	$\Delta_{tE2} = 1 \text{ m}$	$\Delta_{yE2} := 0.1 \text{ m}$	$\mu_{E2} := \frac{\Delta_{sys}}{DYIN} = 3.788$

Amortiguamiento viscoso equivalente para el nuevo sistema lineal equivalente.

Amortiguamiento en las pilas.

RESUMEN

$$\text{Estr.1} \quad \xi_{EI} := 0.05 + 0.6 \cdot \left(\frac{\mu_{EI} - 1}{\mu_{EI} \cdot \pi} \right) = 0.191$$

$$\text{PILA 1} \quad H = 8 \text{ m} \quad \xi_1 := 0.05 + 0.444 \cdot \left(\frac{\mu_1 - 1}{\mu_1 \cdot \pi} \right) = 0.158$$

$$\text{PILA 2} \quad H = 8 \text{ m} \quad \xi_2 := 0.05 + 0.444 \cdot \left(\frac{\mu_2 - 1}{\mu_2 \cdot \pi} \right) = 0.158$$

$$\text{PILA 3} \quad H = 8 \text{ m} \quad \xi_3 := 0.05 + 0.444 \cdot \left(\frac{\mu_3 - 1}{\mu_3 \cdot \pi} \right) = 0.149$$

$$\text{Estr.2} \quad \xi_{E2} := 0.05 + 0.6 \cdot \left(\frac{\mu_{E2} - 1}{\mu_{E2} \cdot \pi} \right) = 0.191$$

El cortante que se produce en la base de las pilas por acción de las cargas actuantes en el puente se lo puede distribuir a los estribos y en forma uniforme a cada una de las pilas. El porcentaje tomado por cada una de las pilas, es estimado como la relación inversa de la altura de cortante (H_s).

RESUMEN

$$v_a := (0.17129) = 0.171 \quad \text{Porcentaje tomado por los estribos}$$

$$v_p := 1 - v_a = 0.829 \quad \text{Porcentaje tomado por todas las pilas}$$

Porcentaje tomado por cada una de las pilas.

$$v_{P1} := (1 - v_a) \cdot \frac{\frac{1}{H_{sP1}}}{\frac{1}{H_{sP1}} + \frac{1}{H_{sP1}} + \frac{1}{H_{sP3}}} = 0.288$$

$$v_{P2} := v_{P1}$$

$$v_{P3} := (1 - v_a) \cdot \frac{\frac{1}{H_{sP3}}}{\frac{1}{H_{sP1}} + \frac{1}{H_{sP1}} + \frac{1}{H_{sP3}}} = 0.252$$

Amortiguamiento equivalente para el sistema

$$\xi_{sys} := \frac{v_a \cdot \xi_{EI} + 2v_{P1} \cdot \xi_1 + v_{P3} \cdot \xi_3}{v_a + 2v_{P1} + v_{P3}} = 0.16169$$

La masa efectiva es igual a un tercio de la masa propia de la columna más el peso proporcionado por la súper-estructura, tal como se puede observar en el cálculo.

Masa del sistema.

$$m_{EI} := \frac{\frac{L}{2} \cdot W_s + \text{weight}_{EI}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 600399.592 \cdot kg$$

$$m_1 := \frac{L \cdot W_s + \frac{1}{3} \text{Weight}_{columna1} + AWEIGHT}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 1154518.852 \cdot kg$$

$$m_2 := m_1 = 1154518.852 \cdot kg$$

$$m_3 := m_1 = 1154518.852 \cdot kg$$

$$m_{E2} := m_{EI}$$

Masa del Sistema.

$$m_{eff} := m_{EI} + m_1 + m_2 + m_3 + m_{E2} = 4665278.044 \cdot kg$$

Paso.4. Factor de reducción espectral y espectro reducido.

Usando *Ec.35* con $\alpha=0.5$ se calcula el factor de reducción para el nivel de amortiguamiento de la pila.

Datos

$$T_c = 5 s \quad PSD = 0.9 m \quad \alpha := 0.5$$

$$R_d := \left(\frac{7}{2 + \xi_{sys} \cdot 100} \right)^\alpha = 0.621$$

Paso.5. Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.

Periodo efectivo.

$$T_{eff} := \frac{\Delta_{sys}}{PSD \cdot R_d} \cdot T_c = 1.7 s$$

Rigidez Secante.

$$k_{eff} := \frac{4\pi^2 \cdot m_{eff}}{T_{eff}^2} = 64098.752 \cdot \frac{kN}{m}$$

Resistencia requerida.

$$V_{base} := k_{eff} \cdot \Delta_{sys} = 12139.536 \cdot kN$$

Paso.6. Repetir los paso 1-5 con un perfil de desplazamiento longitudinal.

Para Pila 1-2.

Aplicando el método de la rótula plástica (Ver. Sección 4.3.2).

$$L_p := k \cdot H_l + L_{sp} = 0.967 \text{ m}$$

$$L_{sp} := 0.022 \times 462 \cdot d_{bl} = 0.4066 \cdot m$$

$$L_p \geq 2L_{sp} = 1$$

Desplazamiento de fluencia.

$$\Delta_{yPI} := \frac{\phi_y \cdot (H_l + 2L_{sp})^2}{6} = 0.044 \cdot m$$

CURVATURA PLASTICA.

$$\phi_P := \phi_{lsc} - \phi_y = 0.0255 \frac{1}{m}$$

DESPLAZAMIENTO PLASTICO.

$$\Delta_{pPI} := \phi_P \cdot L_p \cdot H_l = 0.173 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL POR CONTROL DE DAÑO.

$$\Delta_D := \Delta_y + \Delta_p$$

$$\Delta_{LPI} := \Delta_{yPI} + \Delta_{pPI} = 0.217 \text{ m}$$

$$\Delta_{LP2} := \Delta_{LPI}$$

Para Pila 3.

Aplicando el método de la rótula plástica (Ver. Sección 4.3.2).

$$L_p := k \cdot H_l + L_{sp} = 1.047 \text{ m}$$

$$L_{sp} := 0.022 \times 462 \cdot d_{bl} = 1 \cdot \text{m}$$

$$L_p \geq 2L_{sp} = 1$$

Desplazamiento de fluencia.

$$\Delta_{yP3} := \frac{\phi_y \cdot (H_l + 2L_{sp})^2}{6} = 0.056 \cdot \text{m}$$

CURVATURA PLASTICA.

$$\phi_P := \phi_{lsc} - \phi_y = 0.0255 \frac{1}{\text{m}}$$

DESPLAZAMIENTO PLASTICO.

$$\Delta_{pP3} := \phi_P \cdot L_p \cdot H_l = 0.214 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL POR CONTROL DE DAÑO.

$$\Delta_D := \Delta_y + \Delta_p$$

$$\Delta_{LP3} := \Delta_{yP3} + \Delta_{pP3} = 0.2697 \text{ m}$$

- Cálculo del desplazamiento de los Estribos.

Desplazamiento Longitudinal.

$$\Delta_{IE1} := (DTOUT + GAP) - \frac{SKEW \cdot [(DTOUT + GAP) - DTIN]}{90} = 1.05 \text{ m}$$

$$\Delta_{IE2} := \Delta_{IE1}$$

RESUMEN

Estr.1	-	$DYIN = 0.05 \text{ m}$		$\Delta_{IE1} = 1.05 \text{ m}$
PILA 1	$H := 7 \text{ m}$	$\Delta_{yP1} = 0.044 \text{ m}$	$\Delta_{pP1} = 0.173 \text{ m}$	$\Delta_{LP1} = 0.2168 \text{ m}$
PILA 2	$H = 7 \text{ m}$	$\Delta_{yP2} = 0.044 \text{ m}$	$\Delta_{pP2} = 0.173 \text{ m}$	$\Delta_{LP2} = 0.217 \text{ m}$
PILA 3	$H := 8 \text{ m}$	$\Delta_{yP3} = 0.056 \text{ m}$	$\Delta_{pP3} = 0.214 \text{ m}$	$\Delta_{LP3} = 0.27 \text{ m}$
Estr.2	-	$DYIN = 0.05 \text{ m}$		$\Delta_{IE2} = 1.05 \text{ m}$

Encontrar el desplazamiento para el SDOF.

El desplazamiento meta Δ_{sys} es igual al menor desplazamiento descrito por las pilas o estribos.

$$\Delta_{sys} := \Delta_{LP1} = 0.217 \text{ m}$$

Masa y amortiguamiento viscoso equivalente.

Ductilidad en cada elemento.

RESUMEN

Estr.1	$\Delta_{sys} = 0.217 \text{ m}$	$DYIN := 0.1 \text{ m}$	$\mu_{EI} := \frac{\Delta_{sys}}{DYIN} = 2.1681$
PILA 1	$\Delta_{sys} = 0.217 \text{ m}$	$\Delta_{yP1} = 0.044 \text{ m}$	$\mu_2 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_{yP1}} = 4.92$
PILA 2	$\Delta_{sys} = 0.217 \text{ m}$	$\Delta_{yP2} = 0.044 \text{ m}$	$\mu_2 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_{yP2}} = 4.92$
PILA 3	$\Delta_{sys} = 0.217 \text{ m}$	$\Delta_{yP3} = 0.056 \text{ m}$	$\mu_3 := \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_{yP3}} = 3.87$
Estr.2	$\Delta_{sys} = 0.217 \text{ m}$	$DYIN := 0.1 \text{ m}$	$\mu_{E2} := \frac{\Delta_{sys}}{DYIN} = 2.1681$

Amortiguamiento de las pilas.

RESUMEN

Estr.1		$\xi_{EI} := 0.05 + 0.6 \cdot \left(\frac{\mu_{EI} - 1}{\mu_{EI} \cdot \pi} \right) = 0.153$
PILA 1	$H := 7 \text{ m}$	$\xi_I := 0.05 + 0.444 \cdot \left[\frac{(\mu_2 - 1)}{\mu_2 \cdot \pi} \right] = 0.163$
PILA 2	$H = 7 \text{ m}$	$\xi_2 := 0.05 + 0.444 \cdot \left[\frac{(\mu_2 - 1)}{\mu_2 \cdot \pi} \right] = 0.163$
PILA 3	$H := 8 \text{ m}$	$\xi_3 := 0.05 + 0.444 \cdot \left[\frac{(\mu_3 - 1)}{\mu_3 \cdot \pi} \right] = 0.155$
Estr.2		$\xi_{E2} := 0.05 + 0.6 \cdot \left(\frac{\mu_{E2} - 1}{\mu_{E2} \cdot \pi} \right) = 0.153$

El cortante que se produce en la base de las pilas por acción de las cargas actuantes en el puente se lo puede distribuir a los estribos y en forma uniforme a cada una de las pilas. El porcentaje tomado por cada una de las pilas, es estimado como la relación inversa de la altura de cortante (H_s).

RESUMEN

$$v_a := (0.601305) = 0.601 \quad \text{Porcentaje tomado por los estribos.}$$

$$v_p := 1 - v_a = 0.399 \quad \text{Porcentaje tomado por todas las pilas.}$$

$$v_{P1} := (1 - v_a) \cdot \frac{\frac{1}{H_{sP1}}}{\frac{1}{H_{sP1}} + \frac{1}{H_{sP1}} + \frac{1}{H_{sP3}}} = 0.139$$

$$v_{P2} := v_{P1}$$

$$v_{P3} := (1 - v_a) \cdot \frac{\frac{1}{H_{sP3}}}{\frac{1}{H_{sP1}} + \frac{1}{H_{sP1}} + \frac{1}{H_{sP3}}} = 0.121$$

Amortiguamiento equivalente para el sistema

$$\xi_{sys} := \frac{v_a \cdot \xi_{EI} + 2v_{P1} \cdot \xi_1 + v_{P3} \cdot \xi_3}{v_a + 2v_{P1} + v_{P3}} = 0.15582$$

Masa del Sistema.

$$m_{eff} = 4665278.044 \text{ kg}$$

Factor de reducción espectral y espectro reducido.

Usando *Ec.35* con $\alpha=0.5$ se calcula el factor de reducción para el nivel de amortiguamiento de la pila.

Datos

$$\alpha = 0.5$$

$$R_d := \left(\frac{7}{2 + \xi_{sys} \cdot 100} \right)^\alpha = 0.631$$

Periodo efectivo, rigidez secante y resistencia requerida.

Datos

$$T_c = 5 \text{ s} \quad PSD = 0.9 \text{ m}$$

$$T_{eff} := \frac{\Delta_{sys}}{PSD \cdot R_d} \cdot T_c = 1.91 \text{ s}$$

Rigidez Secante.

$$k_{eff} := \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_{eff}}{T_{eff}^2} = 50542.236 \cdot \frac{kN}{m}$$

Cortante total (V_{base})

$$V_{base} := k_{eff} \cdot \Delta_{sys} = 10958.109 \cdot kN$$

Paso.7. Distribución de la resistencia y diseño de la sección.

Distribución de la resistencia.

Distribución de la resistencia.

RESUMEN

Estr.1	$v_a = 0.171$	$V_{base} = 12139.397 \text{ kN}$	$V_{TE1} := V_{base} \cdot \frac{v_a}{2} = 1040 \text{ kN}$
PILA 1	$v_{P1} = 0.288$	$V_{base} = 12139.397 \text{ kN}$	$V_{T1} := V_{base} \cdot v_{P1} = 3498.89 \cdot \text{kN}$
PILA 2	$v_{P2} = 0.288$	$V_{base} = 12139.397 \text{ kN}$	$V_{T2} := V_{base} \cdot v_{P2} = 3498.89 \cdot \text{kN}$
PILA 3	$v_{P3} = 0.252$	$V_{base} = 12139.397 \text{ kN}$	$V_{T3} := V_{base} \cdot v_{P3} = 3061.53 \cdot \text{kN}$
Estr.2	$v_a = 0.171$	$V_{base} = 12139.397 \text{ kN}$	$V_{TE2} := V_{base} \cdot \frac{v_a}{2} = 1040 \text{ kN}$

El momento de las pilas (M_T) es igual a producto de la demanda de rigidez en la base de la pila (V_{ase}) y la altura (H_s) de cortante. *Ver Ec.39*

Momentos de Diseño.

RESUMEN

PILA 1	$H_{sP1} = 3.5 \text{ m}$	$V_{T1} = 3498.891 \cdot \text{kN}$	$M_{T1} := \frac{V_{T1} \cdot H_{sP1}}{2} = 6123.059 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
PILA 2	$H_{sP2} = 3.5 \text{ m}$	$V_{T2} = 3498.891 \cdot \text{kN}$	$M_{T2} := \frac{V_{T2} \cdot H_{sP2}}{2} = 6123.059 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
PILA 3	$H_{sP3} = 4 \text{ m}$	$V_{T3} = 3061.529 \cdot \text{kN}$	$M_{T3} := \frac{V_{T3} \cdot H_{sP3}}{2} = 6123.059 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Una vez obtenidos los momentos de diseño se procede a calcular los índices de estabilidad ($\theta_{\Delta I}$), mismos que resultan de la relación entre los momentos P- Δ y los momentos de diseño (M_T), si el índice de estabilidad es mayor que 8% se aumenta el momento de diseño en un 5%, esto es por un momento adicional que se ocasiona por los efectos de P- Δ .

Efectos P- Δ .

RESUMEN

PILA 1	$Carga_{axial.P1} = 5736.745 \text{ kN}$	$\theta_{\Delta I} := \frac{\frac{Carga_{axial.P1}}{2} \cdot \Delta_{sys}}{M_{T1}} = 0.0887$
PILA 2	$Carga_{axial.P2} = 5736.745 \text{ kN}$	$\theta_{\Delta I} := \frac{\frac{Carga_{axial.P2}}{2} \cdot \Delta_{sys}}{M_{T2}} = 0.0887$
PILA 3	$Carga_{axial.P3} = 5750.317 \text{ kN}$	$\theta_{\Delta 2} := \frac{\frac{Carga_{axial.P3}}{2} \cdot \Delta_{sys}}{M_{T3}} = 0.0889$

RESUMEN

PILA 1	$P_{\Delta I} := Carga_{axial.P1} \cdot \Delta_{sys} = 1086.471 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{TP\Delta I} := (P_{\Delta I} \cdot 0.5) + M_{T1} = 6666.294 \text{ kN}\cdot\text{m}$
PILA 2	$P_{\Delta 2} := Carga_{axial.P1} \cdot \Delta_{sys} = 1086.471 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{TP\Delta 2} := (P_{\Delta 2} \cdot 0.5) + M_{T2} = 6666.294 \text{ kN}\cdot\text{m}$
PILA 3	$P_{\Delta 3} := Carga_{axial.P1} \cdot \Delta_{sys} = 1086.471 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{TP\Delta 3} := (P_{\Delta 3} \cdot 0.5) + M_{T3} = 6666.294 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sentido Longitudinal.

Distribución de la resistencia.

RESUMEN

Estr.1	$v_a = 0.601$	$V_{base} = 10958.109 \text{ kN}$	$V_{LE1} := V_{base} \cdot v_a = 6589.17 \cdot \text{kN}$
PILA 1	$v_{P1} = 0.139$	$V_{base} = 10958.109 \text{ kN}$	$V_{L1} := V_{base} \cdot v_{P1} = 1519.63 \cdot \text{kN}$
PILA 2	$v_{P2} = 0.139$	$V_{base} = 10958.109 \text{ kN}$	$V_{L2} := V_{base} \cdot v_{P1} = 1519.63 \cdot \text{kN}$
PILA 3	$v_{P3} = 0.121$	$V_{base} = 10958.109 \text{ kN}$	$V_{L3} := V_{base} \cdot v_{P3} = 1329.68 \cdot \text{kN}$
Estr.2			0

El momento de las pilas (M_T) es igual a producto de la demanda de rigidez en la base de la pila (V_{ase}) y la altura (H_s) de cortante. Ver Ec.39

Momentos de Diseño.

RESUMEN

PILA 1	$V_{L1} = 1519.632 \text{ kN}$	$H_{sP1} = 3.5 \text{ m}$	$M_{L1} := \frac{V_{L1} \cdot H_{sP1}}{2} = 2659.357 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
PILA 2	$V_{L2} = 1519.632 \text{ kN}$	$H_{sP2} = 3.5 \text{ m}$	$M_{L2} := \frac{V_{L2} \cdot H_{sP2}}{2} = 2659.357 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
PILA 3	$V_{L3} = 1329.678 \text{ kN}$	$H_{sP3} = 4 \text{ m}$	$M_{L3} := \frac{V_{L3} \cdot H_{sP3}}{2} = 2659.357 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Los índices de estabilidad para cada una de las pilas son los siguientes:

Efectos P-Δ.

RESUMEN

PILA 1	$Carga_{axial.P1} = 5736.745 \text{ kN}$	$\theta_{\Delta 1} := \frac{\frac{Carga_{axial.P1}}{2} \cdot \Delta_{sys}}{M_{L1}} = 0.2339$
--------	--	--

PILA 2	$Carga_{axial.P2} = 5736.745 \text{ kN}$	$\theta_{\Delta 1} := \frac{\frac{Carga_{axial.P1}}{2} \cdot \Delta_{sys}}{M_{L2}} = 0.2339$
--------	--	--

PILA 3	$Carga_{axial.P3} = 5750.317 \text{ kN}$	$\theta_{\Delta 2} := \frac{\frac{Carga_{axial.P3}}{2} \cdot \Delta_{sys}}{M_{L3}} = 0.2344$
--------	--	--

RESUMEN

PILA 1	$P_{\Delta 1} := Carga_{axial.P1} \cdot \Delta_{sys} = 1243.789 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{LP\Delta 1} := (P_{\Delta 1} \cdot 0.5) + M_{L1} = 3281.251 \text{ kN}\cdot\text{m}$
--------	--	--

PILA 2	$P_{\Delta 2} := Carga_{axial.P1} \cdot \Delta_{sys} = 1243.789 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{LP\Delta 2} := (P_{\Delta 2} \cdot 0.5) + M_{L2} = 3281.251 \text{ kN}\cdot\text{m}$
--------	--	--

PILA 3	$P_{\Delta 3} := Carga_{axial.P1} \cdot \Delta_{sys} = 1243.789 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{LP\Delta 3} := (P_{\Delta 3} \cdot 0.5) + M_{L3} = 3281.251 \text{ kN}\cdot\text{m}$
--------	--	--

7.1. Combinar la demanda de resistencia en la dirección longitudinal y transversal usando la regla del 100%-30% para una apropiada combinación.

Una vez que se ha realizado el análisis se toman los momentos y cortantes que requiere cada pila, y con estos valores se diseña. Así.

RESUMEN

PILA 1	$M_{L1} = 2659.357 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{T1} = 6123.059 \text{ kN}\cdot\text{m}$
PILA 2	$M_{L2} = 2659.357 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{T2} = 6123.059 \text{ kN}\cdot\text{m}$
PILA 3	$M_{L3} = 2659.357 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{T3} = 6123.059 \text{ kN}\cdot\text{m}$

RESUMEN

PILA 1	$V_{L1} = 1519.632 \cdot \text{kN}$	$V_{T1} = 3498.891 \cdot \text{kN}$
PILA 2	$V_{L2} = 1519.632 \cdot \text{kN}$	$V_{T2} = 3498.891 \cdot \text{kN}$
PILA 3	$V_{L3} = 1329.678 \cdot \text{kN}$	$V_{T3} = 3061.529 \cdot \text{kN}$

Diseño Biaxial.

Se combinan los momentos y cortantes.

$$M_{D1} := \sqrt{M_{T1}^2 + (0.3 \cdot M_{L1})^2} = 6174.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{D2} := \sqrt{M_{L1}^2 + (0.3 \cdot M_{T1})^2} = 3232.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{D1} := \sqrt{V_{T1}^2 + (0.3 \cdot V_{L1})^2} = 3528.5 \cdot \text{kN}$$

$$V_{D1} := \sqrt{V_{T3}^2 + (0.3 \cdot V_{L3})^2} = 3087.4 \cdot \text{kN}$$

$$V_{D2} := \sqrt{V_{L1}^2 + (0.3 \cdot V_{T1})^2} = 1846.9 \cdot \text{kN}$$

$$V_{D2} := \sqrt{V_{L3}^2 + (0.3 \cdot V_{T3})^2} = 1616 \cdot \text{kN}$$

Se toman los valores mas altos.

$$M_{DI} := \sqrt{M_{TI}^2 + (0.3 \cdot M_{LI})^2} = 6174.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{DI} := \sqrt{V_{TI}^2 + (0.3 \cdot V_{LI})^2} = 3528.5 \cdot \text{kN}$$

Para el momento de 6174.8 kN.m a la pila debe proporcionarse 18 barras de 40mm de diámetro, con esto se obtiene una cuantía de acero longitudinal de 2%. Además las barras de refuerzo transversal tendrán un diámetro de 16mm, obteniendo una cuantía de refuerzo transversal igual a 0.49%. Ya que la cuantía volumétrica de refuerzo tanto transversal como longitudinal están dentro de los límites establecidos por código ($0.2\% \leq \rho \leq 1\%$) y ($1\% \leq \rho \leq 4\%$) respectivamente (AASHTO, 2007) el diámetro asumido al principio se mantiene. El análisis momento-curvatura para las pilas se puede observar en la Fig. 59.

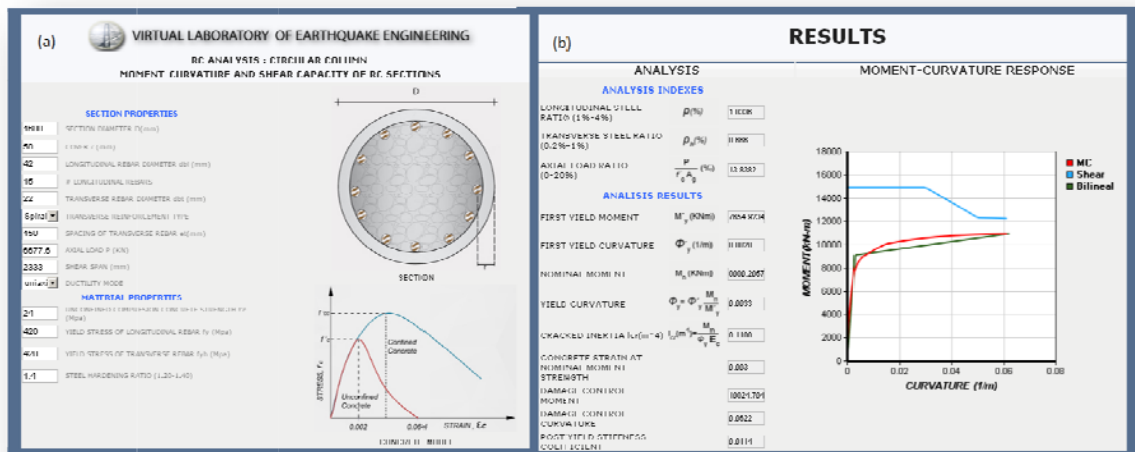


Figura 59. Analisis momento-curvatura para las pilas del ejercicio 6.

4.8. ITHA-bridge y DDBD-bridge.

DDBD bridge es una herramienta informática de análisis y diseño, programado bajo un lenguaje Basic que requiere como datos de entrada la geometría del puente, características mecánicas de los materiales y forma del puente a diseñar. Para ingresar los datos de entrada se lo puede realizar de dos formas, la primera es ingresar manualmente los datos en la interfaz grafica del programa desde la web (Ver. Fig.60) y la segunda es cargar un documento en formato “txt” que contenga los datos de diseño necesarios. En anexo 1 y 2 se muestran los manuales para ingresar los datos de entrada.

El programa DDBD-Bridge permite diseñar puentes que tengan las siguientes características:

- Cualquiera de las pilas mostradas en Fig.25.
- Estribos de tipo elasto-plástico.
- Perfil de diseño de cuerpo rígido RBT.
- Los estados limites descritos en Sección 4.2

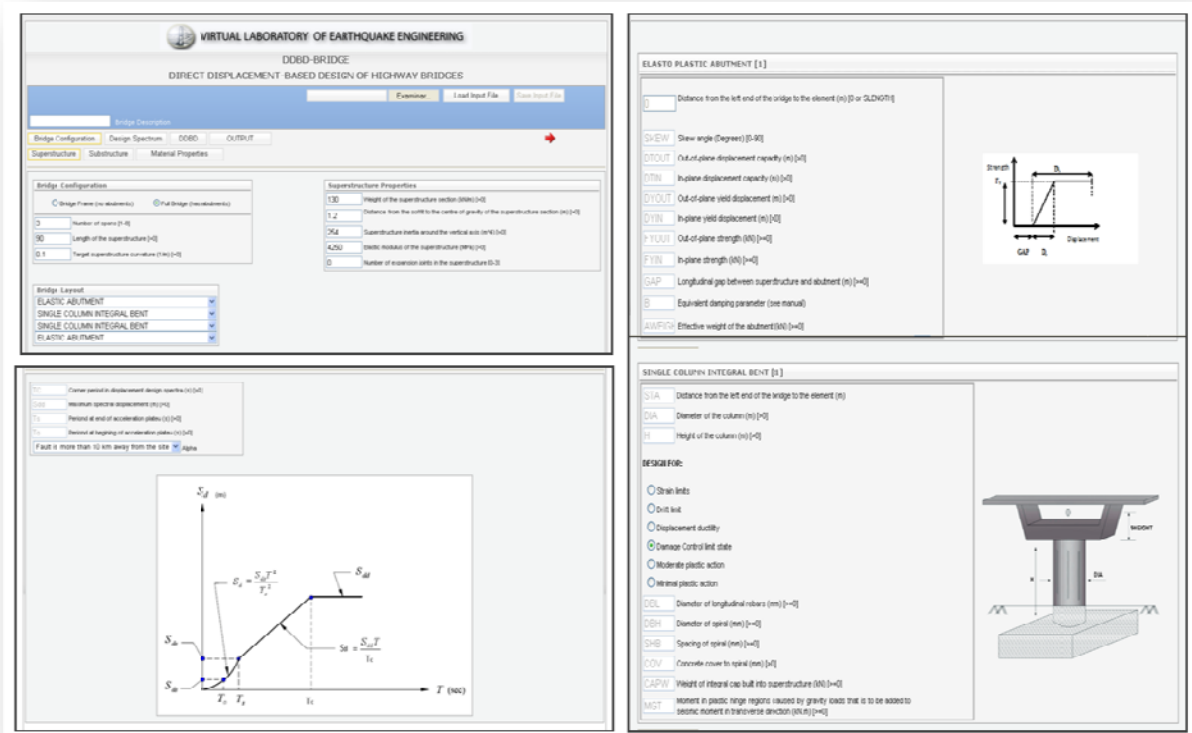


Figura 60. Interfaz grafica de DDBD-Bridge.

Una vez ejecutado el programa, DDBD-Bridge entrega un archivo de salida en el que incluye: los datos de entrada, los datos de diseño en sentido longitudinal y transversal, los elementos de diseño de cada pila -incluyendo índices de estabilidad, relación de carga axial, relación demanda capacidad- y finalmente presenta un resumen de los índices de configuración del puente entre ellos índices que definen la regularidad del puente, cuantía del acero de refuerzo para cortante y flexión y dirección que controla el diseño.

ITHA-bridge es una herramienta informática que está programada utilizando como base la plataforma OpenSees que es una herramienta desarrollada por UC Berkeley la cual permite realizar análisis y simulaciones de modelos no lineales, ITHA-bridge permite comprobar los resultado de diseño obtenidos en DDBD-bridge, mediante un análisis no-lineal de historia en el tiempo (ITHA), esta simulación se la realiza ingresando sismos con características iguales a las que se utilizó para el diseño y se compara los desplazamientos ocurridos en el puente a causa de los sismos ingresados y el desplazamiento meta de diseño.

ITHA-bridge necesita como datos de entrada la configuración del puente, geometría de la súper-estructura, propiedades de los materiales, geometría y refuerzo en la subestructura y los datos del sismo. *Ver. Fig. 61*

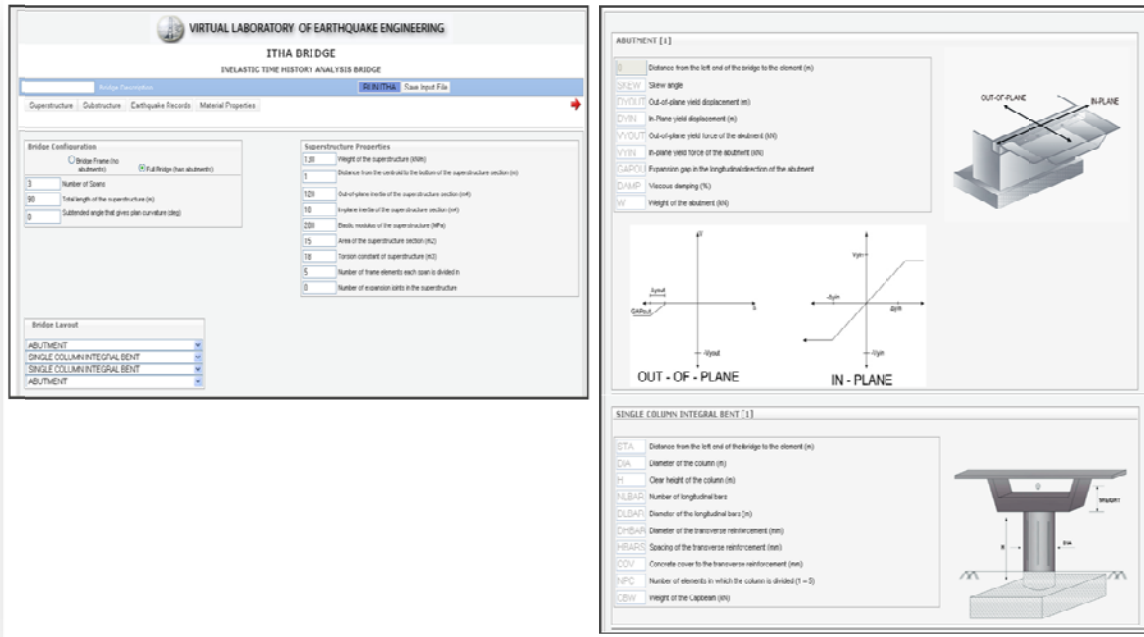


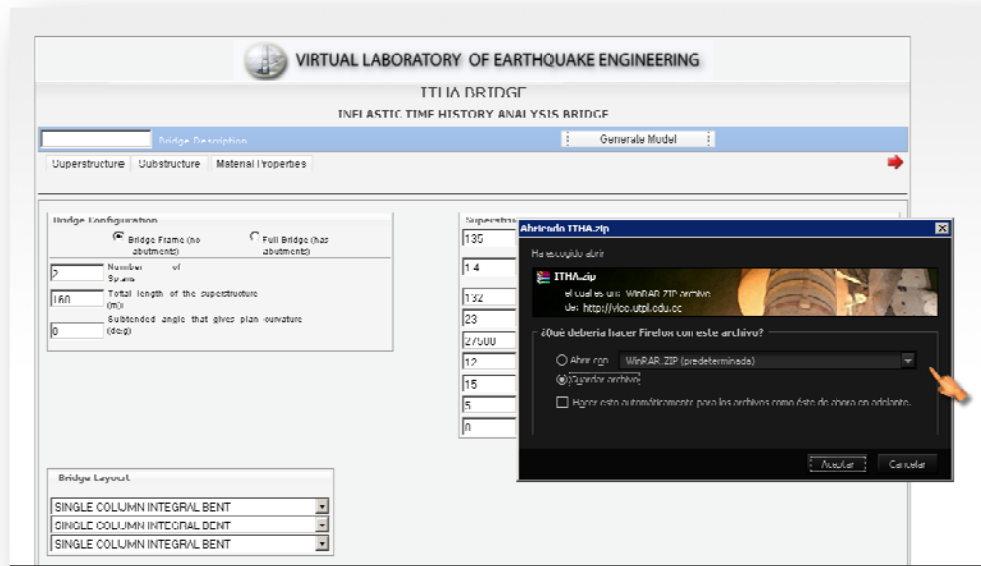
Figura 61. Interfaz grafica de ITHA-Bridge.

ITHA-bridge genera el modelo que necesita OpenSees para realizar el ITHA, estos datos los entrega en una archivo de formato “zip” este archivo contiene la carpeta “modelfiles”, y los “tcl” necesarios para realizar el ITHA.

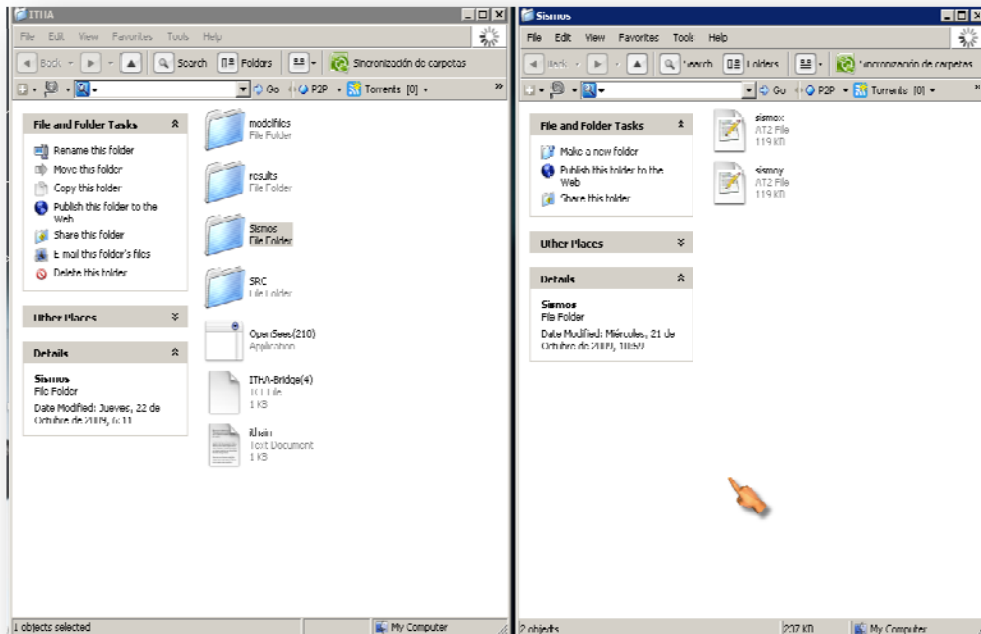
El procedimiento a seguir para realizar un ITHA con ITHA-bridge es el siguiente:

- Ingresar los datos de entrada en la interface grafica y mandar a generar el modelo.

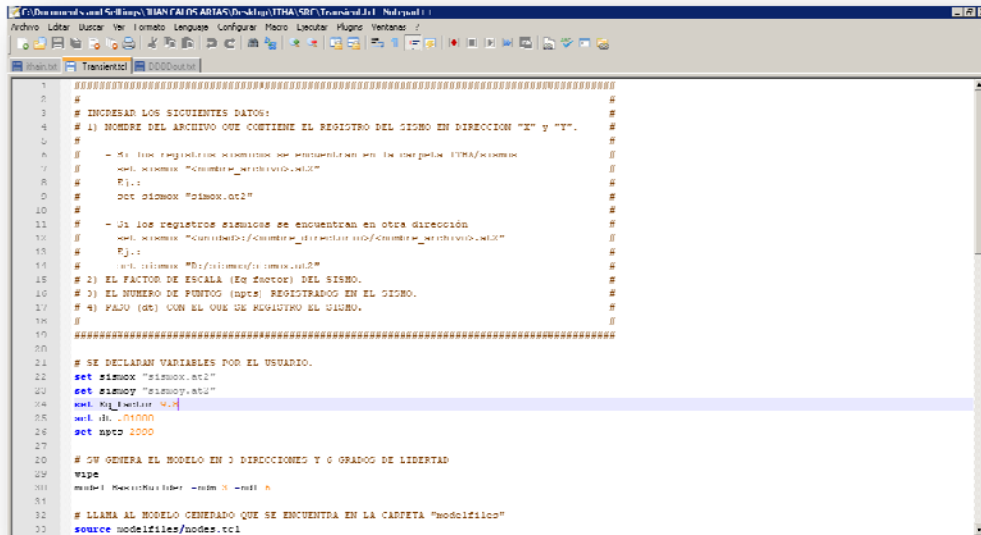
- Guardar y descomprimir el archivo formato “zip” en el disco C.



- Abrir la carpeta “sismos” y pegar los archivos que contienen los sismos en la dirección “x” y “y”.

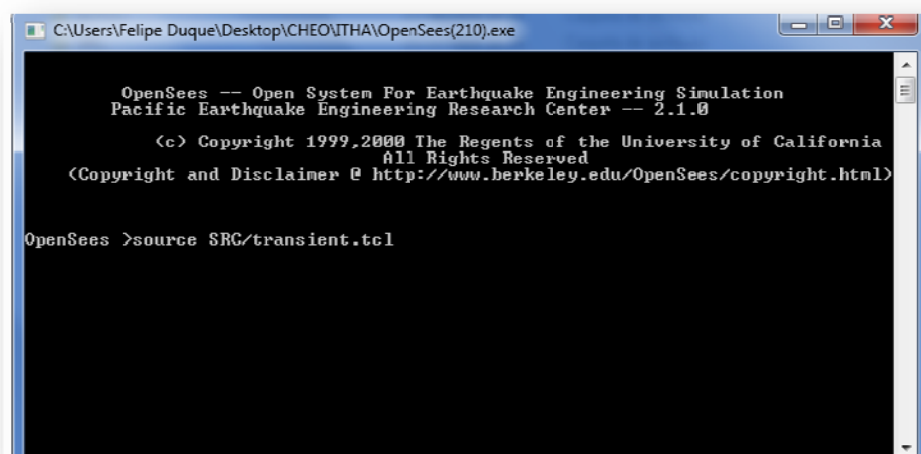


- Abrir el tcl “transient.tcl” e ingresar los nombres de los archivos que contienen los registros históricos, el número de puntos (npts), el paso (dt) y el factor de escala (Eq_factor).



```
1 #####
2 #
3 # INGRESAR LOS SIGUIENTES DATOS:
4 # 1) NOMBRE DEL ARCHIVO QUE CONTIENE EL REGISTRO DEL SISMO EN DIRECCION "X" Y "Y".
5 #
6 # - Si los registros sismicos son independientes en la direccion X/Y/Z
7 # set sismoX "C:\Users\Felipe Duque\Desktop\CHEO\ITHA\SRC\simox.wld"
8 # Fj:
9 # set sismoX "simoX.tcl"
10 #
11 # - Si los registros sismicos se encuentran en otra direccion
12 # set sismoX "C:\Users\Felipe Duque\Desktop\CHEO\ITHA\SRC\simox.wld"
13 # Fj:
14 # set sismoX "C:\Users\Felipe Duque\Desktop\CHEO\ITHA\SRC\simox.tcl"
15 # 2) EL FACTOR DE ESCALA (Eq_factor) DEL SISMO.
16 # 3) EL NUMERO DE PUNTOS (npts) REGISTRADOS EN EL SISMO.
17 # 4) PASO (dt) CON EL QUE SE REGISTRÓ EL SISMO.
18 #
19 #####
20
21 # SE DECLARAN VARIABLES POR EL USUARIO.
22 set sismoX "simoX.tcl"
23 set sismoY "simoY.tcl"
24 set dt 0.01
25 set npts 1000
26
27 # CV GENERA EL MODELO EN 3 DIRECCIONES Y 6 GRADOS DE LIBERTAD
28 wipe
29 model NodalRelease -ndm 3 -ndf 6
30
31 # LLAMA AL MODELO GENERADO QUE SE ENCUENTRA EN LA CARPETA "modelistica"
32 source modelistica/nodes.tcl
```

- Abrir el acceso directo de OpenSees y llamar al tcl “transient” (source SRC/transient.tcl)



```
OpenSees -- Open System For Earthquake Engineering Simulation
Pacific Earthquake Engineering Research Center -- 2.1.0

(c) Copyright 1999, 2000 The Regents of the University of California
All Rights Reserved
(Copyright and Disclaimer @ http://www.berkeley.edu/OpenSees/copyright.html)

OpenSees >source SRC/transient.tcl
```


Tanto DDBD bridge como ITHA bridge son herramientas de servicio público y de cobertura mundial, se puede acceder a las mismas a través de la página de internet del VLEE: www.utpl.edu.ec/vlee.

4.9. Comparación de resultados.

En base a los objetivos propuestos para la presente investigación a continuación se presentan dos tablas en las que se comparan los resultados obtenidos del diseño de puentes utilizando la metodología DDBD y el programa DDBD-bridge.

En tabla 16 se presentan los resultados de diseño para el puente tipo marco descrito en el ejercicio 5. Las características principales de este puente son las siguientes:

Puente tipo marco con dos claros de 45m cada uno, pila con una sola columna conectada monolíticamente a la súper-estructura. Las pilas tienen una altura de 7m y su diámetro es 1.6m.

La súper-estructura tiene un peso 134 kN/m, la altura desde la súper-estructura hasta el centro de gravedad es de 1.27m.

El diseño se lo realizó asumiendo un perfil de cuerpo rígido (RBT).

Las pilas del puente están construidas con un concreto que tiene una resistencia a la compresión 30MPa, peso unitario de 24kN/m³, el esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo es igual a 420MPa.

Tabla 16. Comparación entre resultados obtenidos en el diseño manual y el programa DDBD bridge para el puente del ejercicio 5.

Parámetro	Diseño manual		Programa DDBD	
	Sent. Transver.	Sent. Longitud.	Sent. Transver.	Sent. Longitud.
Desplazamiento de fluencia	0.082m	0.031m	0.082m	0.033m
Desplazamiento meta	0.267m	0.179m	0.268m	0.173m
Masa efectiva	2042.1Ton	2042.1Ton	2042.1Ton	2042.1Ton
Amortiguamiento efectivo	14.8%	16.7%	14.8%	16.4%
Periodo efectivo	3.07s	2.17s	3.07s	2.07s
Cortante en la base	2290.07kN	3060.279kN	2285.1kN	3239.3kN
Momento de diseño	6312.961kN	4005.791kN.m	6299.13kN.m	3779.19kN

En tabla 17 se presentan los resultados de diseño para el puente con estribos tipo asiento descrito en el ejercicio 6. Las características principales de este puente son las siguientes:

Puente con cuatro claros de 40m cada uno, pila con dos columnas conectada monolíticamente ala súper-estructuras. Las pilas tienen una altura de 7m y 8m y su diámetro es 1.2m.

La súper-estructura tiene un peso 260 kN/m, la altura desde la súper-estructura hasta el centro de gravedad es de 1.16m.

El diseño se lo realizó asumiendo un perfil de cuerpo rígido (RBT).

Las pilas del puente están construidas con un concreto que tiene una resistencia a la compresión 30MPa, peso unitario de 24kN/m³, el esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo es igual a 420MPa.

Tabla 17. Comparación entre resultados obtenidos en el diseño manual y el programa DDBD bridge para el puente del ejercicio 6.

Parámetro	Estación	Diseño manual		Programa DDBD	
		Sent. Transver.	Sent. Longitud.	Sent. Transver.	Sent. Longitud.
Desplazamiento de fluencia	0	0.05m	0.1m	0.05m	0.1m
	40	0.044m	0.044m	0.044m	0.044m
	80	0.044m	0.044m	0.044m	0.044m
	120	0.056m	0.056m	0.056m	0.056m
	160	0.05m	0.1m	0.05m	0.1m
Desplazamiento por ductilidad.	0	1m	1.05m	1m	1.05m
	40	0.189m	0.217m	0.189m	0.216m
	80	0.189m	0.217m	0.189m	0.216m
	120	0.222	0.27m	0.221m	0.268m
	160	1m	1.05m	1m	1.05m
Masa efectiva		4665 ton	4665 ton	4682.4ton	4682.4ton
Amortiguamiento efectivo		16.2%	15.6%	16.2%	15.6%
Periodo efectivo		1.7s	1.91s	1.69s	1.9s
Cortante en la base		12139 kN	13.29.68kN	12216.4 kN	11008.1 kN
Momento		6123.1kN*m	2660kN*m.	6182.26kN*m	2701.17 kN*m

Conclusiones.

- Luego de haber realizado diseños manuales de puentes y comparar con los resultados que entrega DDBD-Bridge se puede concluir que el programa DDBD-Bridge es una herramienta bien elaborada, de fácil manejo y optima para el diseño de puentes carreteros utilizando la metodología DDBD.
- Se concluye que la herramienta informática DDBD-Bridge es confiable y segura para aplicación de investigaciones futuras en lo que respecta al diseño de puentes basándose en desplazamientos como elemento esencial de diseño.
- Se concluye que la metodología DDBD se la puede aplicar sin ningún inconveniente y de forma acertada para el diseño de puentes carreteros, ya que el análisis no lineal de historia en tiempo realizado con ITHA-Bridge lo ratifican.
- DDBD puede ser aplicado para cualquier combinación de desempeño e intensidad sísmica.
- Con los ejemplos realizados y el análisis no lineal de historia en el tiempo se ratifica la investigación realizada por Suarez, 2008 en la que concluye que puentes clasificados como regulares se pueden diseñar asumiendo un perfil de cuerpo rígido RBT.
- Se concluye que ITHA-Bridge es una herramienta que nos permite verificar los resultados de diseño obtenidos para cualquier tipo de puente carretero, y que su aplicación se la puede realizar de forma segura y confiable.

Referencias.

- AASHTO, 2000, Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 2nd Edition, Item Code: GSID-2-M.
- AASHTO, 2004, LRFD Bridge design specifications, fourth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO, 2007, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, Subcommittee for Seismic Effects on Bridges T-3.
- Bazán, E., Meli, R., 1998, "Diseño Sísmico De Edificios. ISBN.
- Bozorgnia, Y. y Bertero, V.V., "Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", 1998.
- Blandon Uribe C., Priestley M. 2005, Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design, "Journal of Earthquake Engineering", Imperial College Press, London, England, 9, SP2, pp.257-278.
- Caltrans, 2006, Seismic Design Criteria, Caltrans, http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake_engineering. (Ingresado Septiembre, 2009).
- Calvi G.M. and Kingsley G.R., 1995, Displacement based seismic design of multi-degree-of freedom bridge structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 24, 1247-1266.
- Camacho, E., Benito, B., "Evaluación de la amenaza sísmica en Panamá", Resis II, Diciembre (2008).
- Clough, R. W. y Penzien, J., *Dynamics of Structures*. Mc Graw Hill Inc. Second Edition, 1993.
- Crisafulli, F., Villafañe, E. 2002. "Espectros de respuesta y diseño", Universidad Nacional de Cuyo. Argentina.
- Código Ecuatoriano de la construcción (2002), "Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de calculo para diseño sismoresistente".
- CORPEECUADOR (1999), "Normas interinas", COA-06/99.

- Dwairi, H., 2005. "Equivalent Damping in Support of Direct Displacement - Based Design with Applications To Multi - Span Bridges". PhD Dissertation, North Carolina State University.
- Dwairi, H. and Kowalsky, M.J., 2006, Implementation of Inelastic Displacement Patterns in Direct Displacement-Based Design of Continuous Bridge Structures, *Earthquake Spectra*, Volume 22, Issue 3, pp. 631-662.
- EuroCode 8, 1998, Structures in seismic regions – Design. Part 1, General and Building”, Commission of European Communities, Report EUR 8849 EN.
- Faccioli, E., Paolucci, R., y Rey, J., “Displacement Spectra for Long Periods”, *Earthquake Spectra*, Vol. 20(2), 2004, pp 347-376.
- FEMA, 2003, NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450).
- Imbsen, 2007, AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, AASHTO, <http://cms.transportation.org/?siteid=34&pageid=1800>, (Ingresado Septiembre 15, 2008).
- Jiménez, C. S. J. y Pineda, B. G. C, “Diseño directo basado en desplazamientos para puentes convencionales”. UTPL. Loja-Ecuador, 2008.
- Kowalsky M. J., 2000, Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns. *Journal of Structural Engineering*.
- Kowalsky M.J., 2002, A Displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, pp. 719-747.
- Kowalsky M.J., Priestley M.J.N. and MacRae G.A. 1995. Displacement-based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 24, 1623-1643.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., 1988a, Theoretical Stress Strain Model of Confined Concrete *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No.8, August, 1988.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. and Fenves, G., 2004, OpenSees command language manual, <http://opensees.berkeley.edu>, (accessed Octubre 18, 2009).

- Ortiz, J., 2006, Displacement-Based Design of Continuous Concrete Bridges under Transverse Seismic Excitation". European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School).
- Parrales, R., "Evaluación del peligro sísmico", Centro de Investigaciones Geocientíficas (CIGEO/UNAN-Managua), Septiembre (2001).
- Priestley, M. J. N., 1993, Myths and fallacies in earthquake engineering—conflicts between design and reality, Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering, 26 (3), pp. 329–341.
- Priestley, M.J.N. and Grant, D. N. 2005 "Viscous damping in analysis and design" Journal of Earthquake Engineering, Vol.9, No. Special Issue 1.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. and Kowalsky, M. J., 2007, Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures, Pavia, IUSS Press.
- Romero, C.M., "Evaluación probabilística de la amenaza sísmica regional para la ciudad de Ibagué", Universidad de la Salle/Facultad de Ingeniería civil, Bogotá (2007).
- Seismosoft, earthquake engineering software solution, <http://www.seismosoft.com/>
- Shibata A. y Sozen M. "Substitute structure method for seismic design in R/C. Journal of the Structural Division", ASCE 1976; 102(ST1): 1-18
- Suarez, V.A., 2006, "Implementation of Direct Displacement Based Design for Pile and Drilled Shaft Bents", Master Thesis, North Carolina State University.
- Suarez, V.A. and Kowalsky M.J. 2007, Displacement-Based Seismic Design of Drilled Shaft Bents with Soil-Structure Interaction, Journal of Earthquake Engineering, Volume 11, Issue 6 , pp. 1010 – 1030
- Suarez, V.A., 2008, "Implementation of Direct Displacement Based Design for Highway Bridges", PhD Dissertation, North Carolina State University.
- Suarez, V.A., 2009, "Diseño basado en fuerzas Vs. Diseño basado de desplazamientos", Universidad Técnica Particular de Loja/Escuela de ingeniería civil, Loja-Ecuador.

Anexos.

ANEXO A

Puntos para construir el espectro de diseño del ejemplo 3

T	Nivel1 EQ	Nivel2 EQ	Nivel3 EQ
	50% en 50 años	10% en 50 años	2% en 50 años
	SAT	SAT	SAT
0	0.19	0.46	0.6
0.15	0.48	1.15	1.50
0.3	0.48	1.15	1.50
0.4	0.36	1.15	1.50
0.5	0.29	1.15	1.50
0.6	0.24	0.96	1.50
0.7	0.20	0.82	1.50
0.8	0.18	0.72	1.31
1	0.14	0.58	1.05
1.2	0.12	0.48	0.88
1.4	0.10	0.41	0.75
1.6	0.09	0.36	0.66
1.8	0.08	0.32	0.58
2	0.07	0.29	0.53
2.13	0.07	0.27	0.49
2.2	0.06	0.26	0.48
2.4	0.06	0.24	0.44
2.6	0.05	0.22	0.40
2.8	0.05	0.21	0.38
3	0.05	0.19	0.35
3.4	0.04	0.17	0.31
3.8	0.04	0.15	0.28
4	0.04	0.14	0.26
4.4	0.03	0.13	0.24
4.8	0.03	0.12	0.22
5	0.03	0.12	0.21
5.4	0.03	0.11	0.19
5.8	0.02	0.10	0.18
6	0.02	0.10	0.18
6.2	0.02	0.09	0.17
6.4	0.02	0.09	0.16
6.6	0.02	0.09	0.16
6.75	0.02	0.09	0.16
6.8	0.02	0.08	0.15
7	0.02	0.08	0.15
7.2	0.02	0.08	0.15

ANEXO B

Codificación para generar el modelo de una pila con una columna integral.

```
# 11 STA DIA H NLBAR DLBAR DHBAR HBARS COV CBW
# STA          Distancia desde la izquierda hasta el elemento. (m)
# DIA          Diámetro de la columna (m)
# H           Altura libre de la columna (m)
# NLBAR       Número de barras longitudinales
# DLBAR       Diámetro de las barras longitudinales (m)
# DHBAR       Diámetro del refuerzo transversal. (mm)
# HBARS       Espaciamiento del refuerzo transversal (mm)
# COV         Recubrimiento del refuerzo transversal (mm)
# CBW        Peso de la viga cabezal (kN)

# LEE LOS DATOS DE ENTRADA.
set STA [lindex $station($i) 1]
set DIA [lindex $station($i) 2]
set H [lindex $station($i) 3]
set NLBAR [lindex $station($i) 4]
set DLBAR [lindex $station($i) 5]
set DHBAR [lindex $station($i) 6]
set HBARS [lindex $station($i) 7]
set COV [lindex $station($i) 8]
set CBW [lindex $station($i) 9]
set Mnode $subNODE([expr $i])

# LLAMA AL tcl "columnsection.tcl" UBICADO DENTRO DE LA CARPETA "SRC".
# EL tcl "columnsection" GENERA LA SECCION DE LA COLUMNA Y EL REFUERZO DE LA MISMA.
source SRC/columnsection.tcl

# EMPOTRA EL NUDO EN LA BASE DE LA PILA.
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] -$H"
puts $fconstrains "fix $nnodes 1 1 1 1 1"
set nnodes [concat $nnodes " $nnodes"]

# CALCULA LA MASA Y EL PESO EN LA BASE DE LA PILA.
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] 0"
set cmass [expr 0.875*$DIA**2*$H/3*$WC/$g + $CBW/$g]
set cweight [expr 0.875*$DIA**2*$H/3*$WC+$CBW]
puts $fmass "mass $nnodes $cmass $cmass $cmass 0 0 0"
puts $floads "load $nnodes 0 0 -$cweight 0 0 0"

# CREA LOS EJES LOCALES.
incr ntrans
puts $fele "geomTransf PDelta $ntrans 1 0 0"
```

```
# CREA UN ELEMENTO NO LINEAL VIGA-COLUMNA.
# GUARDA EN LA CARPETA "results", SE LE ASIGNA UNA SECCION Y
# TIPO DE RESPUESTA REQUERIDA.
set Lp [expr 0.08*$H/2]
incr nele
puts $fele "element nonlinearBeamColumn $nele [expr $nnodes-1] $nnodes 4 $nsec $ntrans"
puts $frecorders "recorder Element -file results/F_sta$i -time -ele $nele localForce"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d1_sta$i -time -ele $nele section 1 deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d2_sta$i -time -ele $nele section 2 deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d3_sta$i -time -ele $nele section 3 deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d4_sta$i -time -ele $nele section 4 deformation"

#LINKS TO SUPERSTRUCTURE
puts $fconstrains "equalDOF $nnodes $Mnode 1 2 3 4 5 6"
```


ANEXO C

Codificación para generar el modelo de una pila integral con pilotes pre-barrenados.

```
HHE#Insert Single Drilled Bent
# 12 STA DIA H NLBAR DLBAR DHBAR HBARS COV NPC CBW
# STA          Distancia desde la izquierda hasta el elemento. (m)
# DIA          Diámetro de la columna (m)
# H            Altura libre de la columna (m)
# NLBAR        Número de barras longitudinales
# DLBAR        Diámetro de las barras longitudinales (m)
# DHBAR        Diámetro del refuerzo transversal. (mm)
# HBARS        Espaciamiento del refuerzo transversal (mm)
# COV          Recubrimiento del refuerzo transversal (mm)
# CBW          Peso de la viga cabezal (kN)
# TH           Longitud total de la pila.
#PROPIEDADES DEL BENT.
set STA [lindex $station($i) 1]
set DIA [lindex $station($i) 2]
puts "DIA: $DIA"
set H [lindex $station($i) 3]
set NLBAR [lindex $station($i) 4]
set DLBAR [lindex $station($i) 5]
set DHBAR [lindex $station($i) 6]
set HBARS [lindex $station($i) 7]
set COV [lindex $station($i) 8]
set CBW [lindex $station($i) 9]
set TH [lindex $station($i) 10]
set Mnode $subNODE([expr $i])
set pysep 2
# LLAMA AL tcl "columnsection.tcl" UBICADO DENTRO DE LA CARPETA "SRC".
# EL tcl "columnsection" GENERA LA SECCION DE LA COLUMNA Y EL REFUERZO DE LA MISMA.
source SRC/columnsection.tcl
set z -$TH
# PRIMER NUDO EN LA PUNTA DE LA PILA
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] $z"
puts $fconstrains "fix $nnodes 0 0 1 0 0 0"

# NUDO AL FINAL DEL PY O TZ
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] $z"
puts $fconstrains "fix $nnodes 1 1 1 1 1 1"

# ELEMENTOS PY
incr nmat
puts $fmaterials "[getPY $nmat $z [expr $pysep*$DIA/2]]"
incr nele
puts $fele "element zeroLength $nele [expr $nnodes-1] [expr $nnodes] -mat $nmat $nmat -dir 1 2"
incr ntrans
puts $fele "geomTransf PDelta $ntrans 1 0 0"
set mp [expr 0.875*$DIA**2*$DIA*$pysep/2*$WC/$g]
set wp [expr $mp*$g]
```

```

incr ntrans
puts $fele "geomTransf PDelta $ntrans 1 0 0"

set mp [expr 0.875*$DIA**2*$DIA*$pysep/2*$WC/$g]
set wp [expr $mp*$g]

while {$z < -$H} {
set z [expr $z+$DIA*$pysep]
if {$z > -$H} {
set z -$H
}
}

# NUDO PILA
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] $z"

# NUDO AL FINAL DEL PY Y TZ
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] $z"
puts $fconstrains "fix $nnodes 1 1 1 1 1"

# ELEMENTO PY Y TZ
incr nmat
puts $fmaterials "[getPY $nmat $z [expr $pysep*$DIA]]"
incr nele
puts $fele "element zeroLength $nele [expr $nnodes-1] [expr $nnodes] -mat $nmat $nmat -dir 1 2"

# ELEMENTO PILA
incr nele
puts $fele "element nonlinearBeamColumn $nele [expr $nnodes-1] [expr $nnodes-3] 4 $nsec $ntrans"
puts $fmass "mass $nnodes $mp $mp $mp 1e-6 1e-6 1e-6"
puts $floads "load [expr $nnodes-1] 0 0 -$wp 0 0 0"
}

# ELEMENTOS LIBRES.
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes [get_X $STA 0 0] [get_Y $STA 0 0] 0"
set cmass [expr 0.875*$DIA**2*$H/2*$WC/$g +$CBW/$g]
set cweight [expr 0.875*$DIA**2*$H*$WC+$CBW]
puts $fmass "mass $nnodes $cmass $cmass $cmass 0 0 0"
puts $floads "load $nnodes 0 0 -$cweight 0 0 0"

incr nele
puts $fele "element nonlinearBeamColumn $nele $nnodes [expr $nnodes-2] 3 $nsec $ntrans"
puts $frecorders "recorder Element -file results/F_sta$i -time -ele $nele localForce"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d1_sta$i -time -ele $nele section 1 deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d2_sta$i -time -ele $nele section 2 deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d3_sta$i -time -ele $nele section 3 deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d4_sta$i -time -ele $nele section 4 deformation"
#LINKS TO SUPERSTRUCTURE
puts $fconstrains "equalDOF $nnodes $Mnode 1 2 3 4 5 6"

```

```

# INTEGRAL Multicolumn bent
# 15 STA DIA H NLBAR DLBAR DHBAR HBARS COV NCOLS SCOL CBW SKEW CAPH
# STA          Distancia desde la izquierda hasta el elemento. (m)
# DIA          Diámetro de la columna (m)
# H            Altura libre de la columna (m)
# NLBAR        Número de barras longitudinales
# DLBAR        Diámetro de las barras longitudinales (m)
# DHBAR        Diámetro del refuerzo transversal. (mm)
# HBARS        Espaciamiento del refuerzo transversal (mm)
# COV          Recubrimiento del refuerzo transversal (mm)
# NCOLS        Número de columnas
# SCOL         Espaciamiento de las columnas
# CBW          Peso de la viga cabezal (kN)
# SKEW         Angulo de sesgo
# DATOS DE ENTRADA.
set STA [lindex $station($i) 1]
set DIA [lindex $station($i) 2]
set H [lindex $station($i) 3]
set NLBAR [lindex $station($i) 4]
set DLBAR [lindex $station($i) 5]
set DHBAR [lindex $station($i) 6]
set HBARS [lindex $station($i) 7]
set COV [lindex $station($i) 8]
set NCOLS [lindex $station($i) 9]
set SCOL [lindex $station($i) 10]
set CBW [lindex $station($i) 11]
set SKEW [lindex $station($i) 12] ;
set Mnode $subNODE([expr $i])
set CAPH 0
# LLAMA AL tcl "columnsection.tcl "UBICADO DENTRO DE LA CARPETA "SRC".
# EL tcl "columnsection" GENERA LA SECCION DE LA COLUMNA Y EL REFUERZO DE LA MISMA.
source SRC/columnsection.tcl
# CONECCION DE LA SUPER-ESTRUCTURA.
incr nnodes ;
set CorX [get_X $STA 0 0]
set CorY [get_Y $STA 0 0]
puts $fnodes "node $nnodes $CorX $CorY 0"
set Bearingnode $nnodes
puts $fconstrains "equalDOF $Mnode $Bearingnode 1 2 3 4 5 6"
# OBTIENE LAS COORDENADA PARA LA COLUMNA.
# CUANDO EXISTEN MAS DE UNA DE COLUMNA SE CREAN PUNTOS
# PARA CADA UNA DE ESTAS.
for {set nc 0} {$nc<$NCOLS} {incr nc 1} {
set ycol [expr -($NCOLS-1)*$SCOL/2.0+$nc*$SCOL]

incr nnodes
set CorX [get_X $STA $ycol $SKEW]
set CorY [get_Y $STA $ycol $SKEW]

```

```

puts $fnodes "node $nnodes $CorX $CorY [expr -$H-$CAPH]"
puts $fconstrains "fix $nnodes 1 1 1 1 1"
set rnodes [concat $rnodes " $nnodes"] ;# to check reactions if wanted

# CALCULA LA MASA Y EL PESO EN LA BASE DE LA PILA.
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes $CorX $CorY [expr -$CAPH]"
set cmass [expr 0.875*$DIA**2*$H/3*$WC/$g + $CBW/$NCOLS/$g]
set cweight [expr 0.875*$DIA**2*$H*$WC+ $CBW/$NCOLS]
puts $fmass "mass $nnodes $cmass $cmass $cmass 0 0 0"
puts $floads "load $nnodes 0 0 -$cweight 0 0 0"
set Lp [expr 0.08*$H/2.0]
incr ntrans
puts $fele "geomTransf PDelta $ntrans 1 0 0"
incr nele
#MUESTRA EL ELEMENTO NO LINEAL.
puts $fele "element nonlinearBeamColumn $nele [expr $nnodes-1] $nnodes 4 $nsec $ntrans"

# CREA LOS EJES LOCALES
# CREA ELEMENTOS NO LINEALES VIGA-COLUMNA.
if {$scol == 0} {
puts $fconstrains "equalDOF $nnodes $Bearingnode 1 2 3 4 5 6"
} else {
incr ntrans
puts $fele "geomTransf Linear $ntrans 0 0 1"
incr nele
puts $fele "element elasticBeamColumn $nele $nnodes $Bearingnode [expr $DIA**2] 50000000
50000000 100 [expr $DIA**4] [expr $DIA**4] $ntrans"
}

# GUARDA EN LA CARPETA "results", SE LE ASIGNA UNA SECCION Y
# EL TIPO DE RESPUESTA REQUERIDA.

if {($nc==0) || ($nc==[expr $NCOLS-1])} {
puts $frecorders "recorder Element -file results/F_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] localForce"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d1_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] section 1
deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d2_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] section 2
deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d3_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] section 3
deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d4_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] section 4
deformation"
}
}

```

```

# COORDENADAS.
set Xx1 [expr cos([expr $alpha+$beta+$SKEW])]
set Xx2 [expr sin([expr $alpha+$beta+$SKEW])]
set Xx3 0

# MUESTRA EL TIPO DE MATERIAL
incr nmat
puts $fmaterials "uniaxialMaterial Elastic $nmat 1e8"

incr nele
puts $fele "element zeroLength $nele $nnodes $Bearingnode -mat $nmat $nmat $nmat $nmat
$nmat -dir 1 2 3 5 6 -orient $Xx1 $Xx2 $Xx3 $Xx2 $Xx1 $Xx3"

# CONECCION DE LA SUPER-ESTRUCTURA.
puts $fconstrains "equalDOF $nnodes $Mnode 1 2 3 4 5 6"

for {set nc 0} {$nc<$NCOLS} {incr nc 1} {
set ycol [expr -($NCOLS-1)*$SCOL/2.0+$nc*$SCOL]

# OBTIENE LAS COORDENADA PARA LA COLUMNA.
# CREA LOS PUNTOS QUE CONFORMAN LA COLUMNA CUANDO EXITEN MAS DE UNA COLUMNA
# CREA LOS PUNTOS PARA CADA UNA DE LAS COLUMNAS.
incr nnodes
set CorX [get_X $STA $ycol $SKEW]
set CorY [get_Y $STA $ycol $SKEW]
puts $fnodes "node $nnodes $CorX $CorY [expr -$H-$CAPH]"
puts $fconstrains "fix $nnodes 1 1 1 1 1"
set rnodes [concat $rnodes " $nnodes"] ;# to check reactions if wanted

# CALCULA LA MASA Y EL PESO EN LA BASE DE LA PILA.
incr nnodes
puts $fnodes "node $nnodes $CorX $CorY [expr -$CAPH]"
set cmass [expr 0.875*$DIA**2*$H/3*$WC/$g + $CBW/$NCOLS/$g]
set cweight [expr 0.875*$DIA**2*$H*$WC+ $CBW/$NCOLS]
puts $fmass "mass $nnodes $cmass $cmass $cmass 0 0 0"
puts $floads "load $nnodes 0 0 -$cweight 0 0 0"

# CREA LOS EJES LOCALES
# CREA UN ELEMENTOS NO LINEALES VIGA-COLUMNA
incr ntrans
puts $fele "geomTransf PDelta $ntrans 1 0 0"
set Lp [expr 0.08*$H/2.0]
incr nele
puts $fele "element nonlinearBeamColumn $nele [expr $nnodes-1] $nnodes 4 $nsec $ntrans"
incr ntrans
if {$ycol == 0} {
puts $fele "geomTransf Linear $ntrans 1 0 0"
} else {
puts $fele "geomTransf Linear $ntrans 0 0 1"
}

# GUARDA EN LA CARPETA "results",SE LE ASIGNA UNA SECCION Y

```

```

#element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iy $Iz $transfTag
incr nele
puts $fele "element elasticBeamColumn $nele $nnodes $Bearingnode [expr $DIA**2] 50000000
50000000 100 [expr $DIA**4] [expr $DIA**4] $ntrans"

# GUARDA EN LA CARPETA "results", SE LE ASIGNA UNA SECCION Y
# EL TIPO DE RESPUESTA REQUERIDA.
if {($nc==0) || ($nc==[expr $NCOLS-1])} {
puts $frecorders "recorder Element -file results/F_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] localForce"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d1_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] section 1
deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d2_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] section 2
deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d3_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] section 3
deformation"
puts $frecorders "recorder Element -file results/d4_sta$i$nc -time -ele [expr $nele-1] section 4
deformation"
}
}

```