

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL:

**“DISEÑO POR DESEMPEÑO DEL PUENTE
ARANHUAY DE L=80Mts EN LA ZONA DE
AYACUCHO - HUANCAVELICA”**

PRESENTADO POR:

**BACH. MENESES ÑAÑACC HUARI, Janet
Silvia.**

DIRIGIDO POR:

**Ing. M.Sc. NORBERTT LUIS QUISPE
AUCCAPUCCLLA.**


AYACUCHO - PERÚ

2012


“DISEÑO POR DESEMPEÑO DEL PUENTE ARANHUAY DE L=80Mts EN LA ZONA DE
AYACUCHO - HUANCAMELICA”

RECOMENDADO : 18 DE SETIEMBRE DEL 2012


APROBADO : 27 DE SETIEMBRE DEL 2012


Ing. Dr. JAIME A. HUAMAN MONTES
(Presidente)


Ing. ERNESTO ESTRADA CÁRDENAS
(Miembro)


Ing. RUBÉN A. YACHAPA CONDEÑA
(Miembro)


Ing. NORBERT QUISPE AUCCAPUCLLA
(Miembro)


Ing. FLORON YANGALI GUERRA
(Secretario Docente)

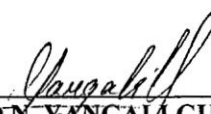
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 27 de setiembre del 2012, en la Sustentación de Tesis presentado por la Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Srta. Janet Silvia MENESES ÑAÑACC HUARI, con el Borrador de Tesis Titulado "DISEÑO POR DESEMPEÑO DEL PUENTE ARANHUAY DE L=80Mts EN LA ZONA DE AYACUCHO - HUANCAVELICA", fue calificado con la nota de QUINCE (15) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.


Ing. Dr. JAIME A. HUAMAN MONTES
(Presidente)


Ing. ERNESTO ESTRADA CÁRDENAS
(Miembro)


Ing. RUBÉN A. YACHAPA CONDEÑA
(Miembro)


Ing. NORBERTTQUISPE AUCCAPUCLLA
(Miembro)


Ing. FLORON YANGALI GUERRA
(Secretario Docente)

*A mis padres,
por todos los valores que
me supieron transmitir
y a mi hermano.*

INTRODUCCIÓN

Queda de manifiesto la vulnerabilidad de los puentes ante los sismos, al observar los daños que han sufrido este tipo de estructuras durante los últimos temblores ocurridos en el mundo. Esto ha demostrado la incapacidad de las recomendaciones de diseño utilizadas hasta la fecha para hacer frente a los efectos de dichos sismos. Una de las estrategias que se ha utilizado para mitigar el problema consiste en la modificación de los criterios de diseño. Con estos criterios se pretende que el diseñador tenga un mejor control sobre el nivel de daño que pueda experimentar la estructura, para los distintos niveles de intensidad sísmica. Los nuevos criterios de diseño quedan enmarcados dentro de la filosofía conocida como "Diseño por Desempeño".

El presente trabajo de investigación, es referido al Diseño por Desempeño, aplicado en puentes.

Esta Tesis está dividida en VII capítulos, en el Capítulo I se presenta los Aspectos Generales, en el Capítulo II se estudia el Acero Estructural, en el Capítulo III se toca el Puente Reticulado, en el Capítulo IV se desarrolla el estudio de la Evaluación Sísmica, en el Capítulo V se revisa el Diseño por Desempeño, en el Capítulo VI la Aplicación al Puente de Aranjuez de $L=80$ Mts. y finalmente en el Capítulo VII las Conclusiones y Recomendaciones de la Tesis.

OBJETIVOS:

- Aplicación de las Recomendaciones AASHTO-LRFD, para el diseño de puentes. Estas recomendaciones contienen parámetros para el diseño de Puentes, tales como las cargas que se deben de considerar, los factores de carga, estados de carga, entre los que podemos mencionar: Resistencia I, Servicio I, Evento Extremo I, etc.
- Evaluación Sísmica del lugar, usando el programa RISK. El programa Risk, nos proporcionará las aceleraciones esperadas del sitio en estudio teniendo en cuenta el tiempo de retorno del sismo, coordenadas del sitio, características de las fuentes sismológicas, etc.
- Determinación de la capacidad del Puente Reticulado. A través del Análisis No Lineal se determinará la capacidad de la estructura representada por la Curva de Capacidad Resistente.
- Evaluar el comportamiento del Puente ante Niveles de Amenaza Sísmica según ATC-40. Las Recomendaciones del ATC-40, nos da 3 Niveles de Amenaza Sísmica: Sismo de Servicio, Sismo de Diseño y Sismo Extremo.
- Diseño por Desempeño del Puente Aranjuay. Obtenidas la curva de capacidad y la respuesta de la estructura ante los niveles de amenaza sísmica, podremos saber el tipo de comportamiento de la estructura ante dichos eventos, ya sea en el rango elástico o inelástico.

Índice general

DEDICATORIA	I
INTRODUCCIÓN	II
OBJETIVOS	III
1. ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Puentes	1
1.1.1. Antecedentes	1
1.1.2. Ingeniería Básica	1
1.2. REVISIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES AASHTO-LRFD 2007	5
1.3. FILOSOFÍA SISMORRESISTENTE EN EL DISEÑO DE PUENTES	6
2. ACERO ESTRUCTURAL	7
2.1. EL ACERO COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL	7
2.2. PROPIEDADES ESTRUCTURALES	7
2.2.1. Ductibilidad	7
2.2.2. Elasticidad	8
2.2.3. Durabilidad	8
2.2.4. Tenacidad	8
2.2.5. Alta Resistencia	8
2.2.6. Esfuerzo de Tensión	8
2.2.7. Esfuerzo de Corte	9
2.3. TIPOS DE ACERO ESTRUCTURAL	9
2.3.1. Aceros de Carbono	10
2.3.2. Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación	10
2.3.3. Aceros al Carbono y HSLA Tratados Térmicamente	11
2.3.4. Aceros Aleados Térmicamente Tratados para la Construcción	11
2.4. COMPORTAMIENTO DEL ACERO ESTRUCTURAL	12
2.5. DISEÑO POR EL MÉTODO LRFD	12
2.5.1. Introducción	12
2.5.2. Filosofía de Diseño	12
2.6. REQUISITOS DE DISEÑO	13
2.7. ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN	13
2.8. ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN	15
2.8.1. Estabilidad Local	15

2.8.2.	Pandeo por Flexión	16
2.8.3.	Pandeo Torsional	17
2.8.4.	Pandeo Flexo-Torsional	17
2.8.5.	Miembros Compuestos	20
2.9.	ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	21
2.9.1.	Estabilidad	22
2.9.2.	Resistencia por Momento Flexionante	24
2.9.3.	Resistencia por Cortante	28
2.9.4.	Miembros Compuestos	28
2.9.5.	Deflexión	29
2.10.	ELEMENTOS COMPUESTOS	29
2.11.	VIGAS - COLUMNAS	32
2.12.	CONEXIONES	33
2.12.1.	Tipos de Solicitaciones de los Sujetadores	33
2.12.2.	Conexiones Atornilladas	35
2.12.3.	Conexiones Soldadas	38
2.12.4.	Placas de Nudo	39
3.	PUENTE RETICULAR	42
3.1.	GENERALIDADES	42
3.2.	TIPOS DE PUENTE RETICULAR	42
3.3.	CRITERIOS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO	45
3.4.	CARGAS DE DISEÑO SEGÚN AASHTO-LRFD	45
3.4.1.	Cargas Permanentes	45
3.4.2.	Cargas Variables	45
3.4.3.	Excepcionales	51
3.5.	DIAFRAGMAS	52
3.6.	CERCHAS	52
3.7.	LOSA DE CONCRETO	53
3.8.	TIPOS DE MODELOS ANALÍTICOS EMPLEADOS EN PUENTES	57
3.9.	ANÁLISIS Y DISEÑO SEGÚN AASHTO-LRFD	58
4.	EVALUACIÓN SÍSMICA	63
4.1.	INTRODUCCIÓN	63
4.2.	RASGOS TECTÓNICOS	63
4.3.	SISMICIDAD	64
4.3.1.	Sismicidad Histórica	64
4.3.2.	Sismicidad Instrumental	65
4.4.	FUENTES SISMOGÉNICAS	66
4.5.	PARÁMETROS SISMOLÓGICOS	66
4.6.	EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO	69

5. DISEÑO POR DESEMPEÑO	74
5.1. INTRODUCCIÓN	74
5.2. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS	74
5.3. RELACIONES MOMENTO-CURVATURA	76
5.4. CURVA DE CAPACIDAD RESISTENTE	80
5.4.1. El Análisis No Lineal Estático	80
5.4.2. Rótulas Plásticas	81
5.4.3. Amortiguamiento	82
5.4.4. Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad	83
5.5. RESPUESTA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA	85
5.5.1. Método del Espectro de Capacidad	85
5.5.2. Análisis Dinámico-Análisis Tiempo Historia	87
5.6. NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA	92
5.7. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO	94
5.7.1. Niveles de Desempeño Estructural	94
5.7.2. Niveles de Desempeño No Estructural	94
5.7.3. Nivel de Desempeño de la Estructura	97
5.7.4. Objetivo de Desempeño	97
5.7.5. Verificación del Desempeño	98
6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80Mts	99
6.1. UBICACIÓN DE PUENTE ARANHUAY	99
6.2. CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA	99
6.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL	100
6.4. GEOMETRÍA DE LA ARMADURA (CERCHA)	100
6.5. MODELAMIENTO DEL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80Mts. EN CSIBRIDGE	101
6.5.1. Análisis Estático Lineal	101
6.5.2. Análisis Estático No Lineal	122
6.6. DISEÑO POR DESEMPEÑO	126
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	131
7.1. CONCLUSIONES	131
7.2. RECOMENDACIONES	132
7.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	133
Bibliografía	133
A. PANEL FOTOGRÁFICO	136
B. RESULTADOS DE LAS FÓRMULAS DE ITERACIÓN	139
C. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	154
D. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	161

E. PLANOS

168

Índice de cuadros

2.1. Aceros más usados de cada clasificación.	11
2.2. Resistencia por Tensión.	36
2.3. Mínima Distancia De Borde.	37
2.4. Resistencia Por Cortante De Tornillos	37
2.5. Tensión Mínima en Tornillos (Kips).	38
3.1. Factor de Vías Cargadas.	48
3.2. Incremento de la carga viva por efectos dinámicos.	49
3.3. Rangos de Temperatura (°C).	49
3.4. Temperaturas que definen Gradientes (°C).	50
3.5. Coeficientes de Presión de Viento.	50
3.6. Coeficientes de Barlovento y Sotavento.	51
3.7. Presencia Múltiple de Carga Viva AASHTO- LRFD.	53
3.8. Factores De Carga y Combinaciones.	61
3.9. Factores de carga para Cargas Permanentes, γ_P	62
3.10. Pesos Específicos de Materiales.	62
4.1. Parámetros Sismológicos de las Fuentes Continentales.	68
4.2. Parámetros Sismológicos de las Fuentes de Subducción.	68
4.3. Coordenadas de las Fuentes Continentales.	70
4.4. Coordenadas de las Fuentes de Subducción.	71
5.1. Movimientos Sísmicos de Diseño (ATC-40)	92
5.2. Registros Sísmicos	93
5.3. Niveles de Desempeño	96
5.4. Objetivo para una Estructura Esencial	98
6.1. Aceleraciones para los Sismos de Diseño Según ATC-40	128
6.2. Respuesta - Envoltente.	129
B.1. Resultado de Fuerzas en Montantes.	140
B.2. Conexiones Montantes.	140
B.3. Resultado de Fuerzas en Diagonales.	141
B.4. Conexiones Diagonales.	142
B.5. Resultado de Fuerzas en Brida Superior.	143
B.6. Empalme Ala Brida Superior.	144
B.7. Empalme Alma Brida Superior.	144
B.8. Resultado de Fuerzas en Atiesador Superior I.	145
B.9. Resultado de Fuerzas en Atiesador Superior II.	146
B.10. Conexiones Atiesador Superior.	147

ÍNDICE DE CUADROS

B.11.Resultado de Fuerzas en Diafragmas.	148
B.12.Conexiones Diafragma.	149
B.13.Conectores de Cortante.	149
B.14.Resultado de Fuerzas en Brida Inferior.	150
B.15.Empalme Ala Brida Inferior.	151
B.16.Empalme Alma Brida Inferior.	151
B.17.Resultado de Fuerzas en Atiesador Inferior.	152
B.18.Conexiones Atiesador Inferior.	152
B.19.Diseño de Losa de Concreto.	153

Índice de figuras

2.1. Curva Típica de Esfuerzo-Deformación del Acero.	9
2.2. Intervalos a considerar en Compresión Simple.	15
2.3. Pandeo por Flexión y Pandeo Torsional Combinados.	18
2.4. Distancia entre Centros de Gravedad.	20
2.5. Distancia entre sujetadores.	21
2.6. Momento Resistente Según el Tipo de Sección.	22
2.7. Pandeo Lateral Torsional.	23
2.8. Pandeo Local del Ala.	24
2.9. Pandeo Local del Alma.	24
2.10. Secciones Típicas Compuestas.	29
2.11. Sección Compuesta.	30
2.12. Tornillos Sujetos a Cortante.	33
2.13. Tornillos Sujetos a Tensión Pura.	34
2.14. Conexión a Tensión Combinada.	35
2.15. Curva de Iteracción Tensión y Cortante.	35
2.16. Separación entre Tornillos y al Borde.	36
2.17. Secciones Típicas de Diseño para una Cartela de Conexión.	41
3.1. Esquema de Celosía Long.	43
3.2. Esquema de Celosía Howe.	43
3.3. Esquema de Celosía Pratt.	43
3.4. Esquema de Celosía Warren.	44
3.5. Esquema de Celosía Warren con Montantes Intercalados.	44
3.6. Esquema de Viga Vierendeel.	44
3.7. Camión de Diseño	47
3.8. Tándem de Diseño	47
3.9. Puente Reticulado.	52
3.10. Partes de la Cercha.	52
3.11. Fuerzas Internas.	53
3.12. Diagrama de Fuerzas Internas.	53
3.13. Franjas Distribución de Acero en Losa de Puente.	54
3.14. Distribución de Acero.	57
4.1. Fuentes Sismogénicas Superficiales.	72
4.2. Fuentes Sismogénicas Intermedias y Profundas.	73
5.1. Curva de Capacidad y Tipo de Análisis.	76
5.2. Modelo Elástico Perfectamente Plástico.	77
5.3. Modelo Elástico-Plástico con Endurecimiento por Deformación.	77

5.4. Modelo Trilineal.	78
5.5. Diagramas de distribución de deformaciones y de tensiones en régimen elástico	78
5.6. Diagramas de distribución de deformaciones y de tensiones en régimen elástico con las fibras extremas alcanzando el límite elástico	79
5.7. Diagramas de distribución de deformaciones y de tensiones en régimen elastoplástico	79
5.8. Diagramas de distribución de deformaciones y de tensiones en régimen elastoplástico. Gran parte de la sección plastificada	80
5.9. Curva Típica Pushover.	81
5.10. Relación de Fuerza-Desplazamiento o Momento-Rotación para la Rótula Plástica	82
5.11. Sección en Régimen Plástico.	82
5.12. Criterio de la Rigidez Horizontal.	84
5.13. Criterio de las Rigideces Tangentes.	84
5.14. Criterio de las Áreas Iguales.	85
5.15. Acelerograma Lima NS	93
5.16. Acelerograma Moquegua NS	93
5.17. Acelerograma Pisco NS	94
5.18. Verificación del Desempeño	98
6.1. Ubicación Geográfica del Puente Aranzhuay	99
6.2. Losa de Concreto del Puente Aranzhuay	100
6.3. Dimensiones de la Cercha	101
6.4. Bridge Model Wizard	101
6.5. Definir el nombre del eje del puente.	102
6.6. Longitud y orientación del eje del puente.	102
6.7. Propiedades del Acero grado 50.	103
6.8. Propiedades del Concreto $f'c = 280kg/cm^2$	104
6.9. Materiales Definidos en el Modelo.	104
6.10. Secciones Disponibles en el CSIBRIDGE.	105
6.11. Secciones No Disponibles en el CSIBRIDGE.	105
6.12. Brida Superior Modelado en el SD Section.	106
6.13. Secciones Definidas en el Modelo.	106
6.14. Secciones de Losa Disponibles CSI BRIDGE.	107
6.15. Sección de la Losa de Concreto $f'c = 280kg/cm^2$	107
6.16. Dimensiones de la Losa de Concreto $f'c = 280kg/cm^2$	108
6.17. Definición del Puente Aranzhuay.	108
6.18. Definición de los Apoyos.	109
6.19. Definición de la Losa con Sección Constante.	109
6.20. Parámetros de la Losa con Sección Constante.	110
6.21. Discretización del Modelo.	110
6.22. Definición de la Vía.	111
6.23. Ancho de la Vía.	111
6.24. Camión de Diseño.	112
6.25. Tándem de Diseño.	112
6.26. Clases de Vehículos de Diseño.	113
6.27. Espectro de Aceleración Según MTC.	113

6.28. Definición de Cargas Patrón.	114
6.29. Definición de Carga Asfáltica.	114
6.30. Definición de Carga Peatonal Margen Derecho.	115
6.31. Definición de Carga Peatonal Margen Izquierdo.	115
6.32. Carga Distribuida Sobre la Losa.	116
6.33. Definición de Carga Muerta de Baranda, Lado Derecho.	116
6.34. Definición de Carga Muerta de Baranda, Lado Izquierdo.	117
6.35. Distribución de la Carga Muerta por Baranda Sobre la Losa.	117
6.36. Mapa Eólico del Perú.	118
6.37. Definición de la Carga Móvil.	119
6.38. Definición de la Carga de Sismo en dirección X.	119
6.39. Definición de la Carga de Sismo en dirección Y.	120
6.40. Casos de Carga para el Análisis.	120
6.41. Resultados de la Carga Móvil.	121
6.42. Vista Lateral.	121
6.43. Vista Planta Superior.	121
6.44. Vista Planta Inferior.	122
6.45. Vista en 3D.	122
6.46. Rótulas Plásticas Según FEMA-356.	122
6.47. Caso de Análisis Pushover.	123
6.48. Punto de Control para la Curva de Capacidad.	123
6.49. Datos Guardados.	124
6.50. Parámetros de Integración.	124
6.51. Curva de Capacidad Resistente.	125
6.52. Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad $d_y = 457.mm$, $d_{máx} =$ 1137mm.	125
6.53. Componente NS LIMA 1974.	126
6.54. Componente NS PISCO 2007.	127
6.55. Componente NS MOQUEGUA 2001.	128
6.56. Envoltorio de los Tres Registros Sísmicos Elegidos.	129
6.57. Respuestas Ante los Niveles de Amenaza Sísmica y la Curva de Ca- pacidad.	130
A.1. Puente Peatonal Existente.	136
A.2. Levantamiento Topográfico.	137
A.3. Cauce del Río Mantaro.	137
A.4. Trocha Nuevo Progreso -Aranhuay.	138
C.1. AXIAL DGNL1.	154
C.2. AXIAL DGNL5.	155
C.3. AXIAL DGNL9.	155
C.4. AXIAL M1.	156
C.5. AXIAL M4.	156
C.6. AXIAL BI4.	157
C.7. AXIAL BI17.	157
C.8. AXIAL BS2.	158
C.9. AXIAL BS8.	158
C.10. AXIAL DFR-2.	159
C.11. AXIAL DFR-4.	159

ÍNDICE DE FIGURAS

C.12.AXIAL AST 1.	160
C.13.AXIAL ATS1-2.	160
D.1. AXIAL DGNL1.	161
D.2. AXIAL DGNL5.	162
D.3. AXIAL DGNL9.	162
D.4. AXIAL M1.	163
D.5. AXIAL M4.	163
D.6. AXIAL BI4.	164
D.7. AXIAL BI17.	164
D.8. AXIAL BS2.	165
D.9. AXIAL BS8.	165
D.10.AXIAL DFR-2.	166
D.11.AXIAL DFR-4.	166
D.12.AXIAL AST1.	167
D.13.AXIAL ATS1-2.	167

Capítulo 1

ASPECTOS GENERALES

1.1. PUENTES

1.1.1. Antecedentes

El puente es una obra de arte especial requerida para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial por el cual no es posible el tránsito en la dirección de su eje.

En muchos casos, los puentes son el componente más vulnerable de una carretera y, aplicando una metáfora, una cadena no está más fuerte que su eslabón más débil; los puentes frecuentemente son los elementos que influyen en que la continuidad del servicio de transporte se efectúe en forma permanente y segura, favoreciendo en general un apropiado funcionamiento del Sistema Nacional de Carreteras del país. La condición de los puentes de la Red Vial del Perú varía considerablemente. Muchas estructuras con más de cincuenta años de uso, generalmente sufren daños por falta de un mantenimiento adecuado, más que por su antigüedad.

Los puentes además, se ven afectados por fenómenos naturales como terremotos, lo que origina su deterioro y en esas condiciones, la seguridad del tránsito asume altos niveles de incertidumbre asociados a riesgos crecientes.

De allí la importancia de realizar un buen Diseño Sísmico para asegurar un buen desempeño de la estructura.

1.1.2. Ingeniería Básica

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

La Topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes.

Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Estudios Geológicos.

Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentra identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

- Identificación y caracterización de fallas geológicas.
- Definición de zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- Recomendación de canteras para materiales de construcción.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.
- Descripción geomorfológica.

Estudios Geotécnicos.

Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de los tipos y profundidades de cimentaciones adecuadas, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.
- Dependiendo de la envergadura del proyecto y del tipo de suelo se podrán realizar ensayos de refracción sísmica, complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionado.
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO

Los estudios de riesgo sísmico tendrán como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

El alcance de los estudios de riesgo sísmico dependerá de:

- La zona sísmica de donde se ubica el puente.
- El tipo de puente y su longitud.
- Las características del suelo.

Para los casos siguientes podrán utilizarse directamente las fuerzas sísmicas mínimas especificadas en la Norma Sismorresistente, sin que se requieran estudios especiales de riesgo sísmico para el sitio:

- Puentes ubicados en la zona sísmica 1, independientemente de las características de la estructura.
- Puentes de una sola luz, simplemente apoyados en los estribos independientemente de la zona donde se ubiquen.
- Otros puentes que no correspondan a los casos explícitamente listados en lo que sigue.

Se requerirán estudios de riesgo sísmico para los puentes que se ubiquen en las zonas 1, 2, 3 ó 4 en los siguientes casos:

- Puentes colgantes, puentes atirantados, puentes de arco y todos aquellos puentes con sistemas estructurales no convencionales, siempre que en cualquiera de los casos mencionados se tenga una luz de más de 90m. y/o el suelo corresponda al perfil tipo S4.
- Otros puentes, incluyendo puentes continuos y simplemente apoyados de múltiples luces, con una longitud total de la estructura mayor o igual a 150m.

ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

La construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio-económicas, culturales y ecológicas del ambiente donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo enfoque global ambiental.

Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

Los estudios ecológicos tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona en estudio.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la estructura y la superestructura del puente.
- Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

La evaluación de Impacto Ambiental será establecida por la autoridad competente y es necesaria sobre todo en aquellos proyectos con mayor potencial para impactar negativamente en el ambiente como son las nuevas estructuras.

ESTUDIOS DE TRÁFICO

Cuando la magnitud o envergadura de la obra así lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

Metodología

La metodología a seguir será la siguiente:

- **Conteo de Tráfico.** Se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia (indicando en un gráfico). Se colocará personal clasificado, provisto de formatos de campo, donde anotarán la información acumulada por cada rango horario.
- **Clasificación y Tabulación de la Información.** Se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.
- **Análisis y Consistencia de la Información.** Esto se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.
- **Tráfico actual.** Se deberá obtener el Índice Medio Diario (I.M.D) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS

Los estudios complementarios se refieren a aquellos trabajos que son complementarios a los estudios básicos, como son las Instalaciones Eléctricas, Instalaciones Sanitarias, Señalización, Coordinaciones con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

En lo que se refiere a instalaciones eléctricas, la factibilidad del servicio, así como su punto de aplicación, y en lo que se refiere a instalaciones sanitarias, la verificación y posibles influencias de las redes existentes de agua y/o desagüe serán coordinados con los organismos encargados de los servicios de electricidad y saneamiento respectivamente.

La señalización deberá estar de acuerdo con las necesidades del puente y accesos y en concordancia con el Manual de Señalización vigente. Cualquier imprevisto o problema deberá ser coordinado con la Municipalidad respectiva y/o con terceros que pudieran estar relacionados.

1.2. REVISIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES AASHTO-LRFD 2007

La primera especificación estándar para el diseño y construcción de puentes fue publicada en 1931 por AASHTO, la entidad predecesora del AASHTO. El sub-comité de puente y estructuras de AASHTO está conformado por los Ingenieros Jefe de Puentes de cada Departamento de Caminos de EE.UU., entidades que han tenido a su cargo la responsabilidad del diseño, construcción y mantenimiento de la mayoría de puentes de EE.UU desde esa época. Se consideró natural por lo tanto que el AASHTO a través de este subcomité sea responsable de publicar y actualizar permanentemente las Especificaciones de Puentes.

Desde un inicio, las especificaciones de Puentes del AASHTO se convirtieron “de alguna forma” en una Norma Nacional adoptada no sólo por los Departamentos Estatales de Caminos sino también por toda autoridad propietaria de puentes tanto en EE.UU como en otros países.

El conocimiento relacionado al diseño de Puentes ha crecido enormemente desde 1931, tanto en los aspectos teóricos como prácticos, gracias a trabajos de investigación sobre propiedades de los materiales, en el desarrollo de nuevos y mejores materiales, en métodos racionales y precisos sobre el comportamiento estructural, en el uso de técnicas computacionales cada vez más avanzadas, en el estudio de eventos externos particularmente peligrosos para puentes tales como sismos y socavación, etc. A fin de mantener el paso con todos estos avances, el AASHTO autorizó al subcomité de Puentes y Estructuras, a publicar a cada año documentos internos sobre puentes, no solamente sobre las Especificaciones Estándares existentes, sino también para modificar paulatinamente y aumentar la veintena de documentos sobre puentes y estructuras que están bajo su guía y auspicio.

En 1986 el Sub-Comité hizo un pedido al comité permanente en Investigaciones del AASHTO para que lleve a cabo una evaluación de las Especificaciones de Diseño de

Puentes, revise Especificaciones y Códigos Extranjeros de Puentes, considere filosofías de diseño alternativas a las Especificaciones Estándar, y que efectúe recomendaciones basadas en estas investigaciones. Este trabajo formó parte del Programa Nacional Cooperativo de Investigación en Carreteras (NCHRP) dirigido por el Comité permanente de Investigación del AASHTO y administrado para el AASHTO por el Consejo de Investigación de Transporte (TRB). El trabajo fue completado en 1987, y como era de esperarse con una especificación continuamente ajustada a lo largo de los años, se encontró que las Especificaciones Estándar contenían vacíos discernibles, inconsistencias y aún algunos conflictos. Además de esto, las especificaciones no reflejaban ni incorporaban la filosofía de diseño más reciente, el Diseño por Carga y Resistencia Factorada (LRFD), una filosofía que ha venido imponiéndose en otras áreas de Ingeniería Estructural y en otras partes del mundo tal como Canadá y Europa.

Desde su inicio hasta los primeros años de la década del 70, la única filosofía de diseño incorporada en las Especificaciones Estándar era conocida como el diseño por Esfuerzos Permisibles (DEP o Working Stress Design, WSD). El DEP establece esfuerzos permisibles como un porcentaje de la capacidad de carga de un material, y requiere que los esfuerzos calculados no sobrepasen estos esfuerzos permisibles. A comienzos de los años 70, el DEP comenzó a ser mejorado a fin de tomar en cuenta la naturaleza variable de ciertos tipos de cargas tales como cargas vehiculares y fuerza de viento, a través de factores ajustables de diseño, una filosofía de diseño conocida como Diseño de Factores de Carga (DFC o Load Factor Design, LRFD). Ambas filosofías de DEP y DFC están reflejadas en la edición actual de las Especificaciones Estándar.

1.3. FILOSOFÍA SISMORRESISTENTE EN EL DISEÑO DE PUENTES

La norma actual sismorresistente NTE E0.30, del Reglamento Nacional de Construcción en el Perú (2003) y las anteriores también, han sido concebidas para edificaciones y no incluye a los puentes. Por lo tanto, en el Perú se utiliza una gran diversidad de códigos para puentes, cada cual adecuado a sus condiciones.

Entre los más utilizados en el Perú son el AASHTO-LRFD, el CALTRANS y el Manual para Diseño Sísmico de Puentes Japonés; en la última década se considera también el Reglamento de Puentes Neozelandés y el EUROCODE8, para poder evaluar el comportamiento sísmico de un puente. Estas normas no pueden reflejar adecuadamente el comportamiento sísmico estructural, ya que dichos códigos están elaborados para las condiciones del país de origen.

En el Perú últimamente ha sido publicada una propuesta de norma para puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, en donde se incluye consideraciones sísmicas. Si bien es cierto esta propuesta ha sido adaptada para las condiciones locales en una forma sucinta, es una transcripción basada en el reglamento AASHTO-LRFD, y que aún falta mejorar; además, esta propuesta no hace énfasis en los métodos de análisis sísmico.

Capítulo 2

ACERO ESTRUCTURAL

2.1. EL ACERO COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL

Los principales usos de hierro, componente principal del acero, fue en la fabricación de pequeñas herramientas, aproximadamente 4000 años antes de la era cristiana (Murphy, 1957). Este material se usaba en forma de hierro forjado, que se producía calentando el mineral en hornos de carbón. En la última parte del siglo XVIII y principios del XIX, el hierro colado y el hierro forjado se usaron en varios tipos de puentes. El acero aleación principalmente de hierro y carbono, con menos impurezas y menos carbono que el hierro colado, fue primero usado en la construcción pesada en el siglo XIX. Con el advenimiento del convertidor Bessemer en 1855, el acero empezó a desplazar al hierro forjado y al hierro colado en la construcción.

En EE.UU, el primer puente ferroviario de acero estructural fue el puente EADS, construido en 1874 en St. Louis, Missouri (Tall, 1964). En 1884 fue terminado en Chicago el primer edificio con estructuras de acero.

2.2. PROPIEDADES ESTRUCTURALES

2.2.1. Ductibilidad

La ductibilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad generalmente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitando así fallas prematuras. Una ventaja de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

2.2.2. Elasticidad

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzados son relativamente imprecisos.

2.2.3. Durabilidad

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente, investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

2.2.4. Tenacidad

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductibilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aún capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero puedan someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

2.2.5. Alta Resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

2.2.6. Esfuerzo de Tensión

Las propiedades de tensión del acero son generalmente determinadas por exámenes de tensión sobre pequeños especímenes de acuerdo con los procedimientos estándar ASTM. El comportamiento del acero en estos exámenes está estrechamente relacionado al comportamiento de miembros de acero estructural bajo cargas estáticas. Debido, a que en los aceros estructurales, el punto de fluencia y módulo de elasticidad determinado en tensión y compresión son casi lo mismo, los exámenes de compresión rara vez son necesarios.

Rangos de Deformación

Cuando el espécimen de acero es sujeto a carga, un Rango Elástico inicial es observado en donde no hay deformación permanente. Por lo tanto, si la carga es retirada, el espécimen retorna a sus dimensiones originales. La relación de esfuerzo a deformación en el rango elástico es el módulo de elasticidad o módulo de Young E . Este módulo es constante de 29000 ksi para todos los aceros estructurales.

Relación de Poisson

La relación del esfuerzo transversal a longitudinal bajo carga es conocida como relación de Poisson ν . Esta relación es para todos los aceros estructurales 0.30 en el rango elástico y 0.50 en el rango plástico.

2.2.7. Esfuerzo de Corte

La relación de esfuerzo de corte a deformación de corte en el comportamiento elástico inicial es el módulo de corte G . De acuerdo a la teoría de elasticidad, esta cantidad está relacionada al módulo de elasticidad E y a la relación de Poisson ν por:

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

2.3. TIPOS DE ACERO ESTRUCTURAL

El acero para uso estructural se puede clasificar según su composición química, propiedades de tracción, método de fabricación como aceros al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros al carbono tratados en caliente y aceros aleados térmicamente tratados para la construcción.

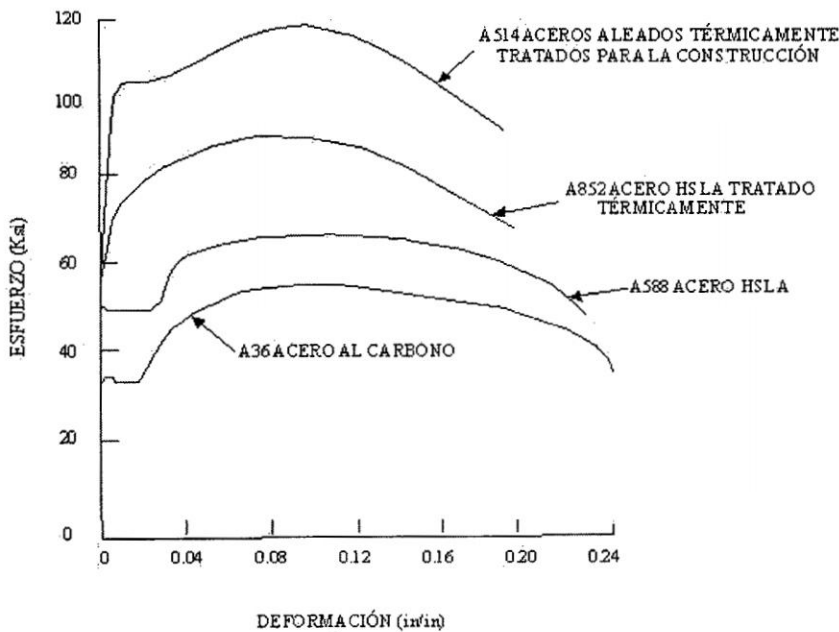


Figura 2.1: Curva Típica de Esfuerzo-Deformación del Acero.

La curva típica de esfuerzo-deformación de cada clasificación de acero que se ilustra, muestra el incremento del nivel de esfuerzo proporcionada para las 4 clasificaciones de acero.

La disponibilidad de esta amplia gama de esfuerzos mínimos específicos, así como otras propiedades del material, permite al diseñador seleccionar un material económico que llevará acabo la función requerida para cada aplicación.

Algunos de los aceros más usados de cada clasificación se muestran en el Cuadro 2.1, con sus respectivos esfuerzos.

Estos aceros son soldables, pero los materiales de soldadura y procedimientos para cada acero deben ser de acuerdo con los métodos aprobados. La información de soldadura para cada uno de los aceros está disponible en las publicaciones de la American Welding Society.

2.3.1. Aceros de Carbono

Estos aceros tienen como principales elementos de resistencia al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono son aquellos que tienen los siguientes elementos con cantidades máximas de:

- Carbono 1.7 %
- Manganeso 1.65 %
- Sílice 0.60 %
- Cobre 0.60 %

Estos aceros se dividen en 4 categorías dependiendo del porcentaje de carbono, como sigue:

1. Acero de bajo contenido de carbono $< 0.15\%$
2. Acero dulce al carbono 0.15 a 0.29 % (el acero estructural al carbono queda dentro de esta categoría).
3. Acero medio al carbono 0.30 a 0.59 %
4. Acero con alto contenido de carbono 0.60 a 1.70 %

2.3.2. Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación

Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno a más agentes aleantes como columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros. Se incluyen aceros con fluencia comprendido entre 40 ksi y 70 ksi. Estos aceros tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono.

El término baja aleación se usa para describir arbitrariamente aceros en los que el total de elementos aleantes no excede el 5 % de la composición total.

2.3.3. Aceros al Carbono y HSLA Tratados Térmicamente

El tratamiento térmico tiene la finalidad de mejorar propiedades físicas y mecánicas, especialmente la dureza, la resistencia y la elasticidad. Ambos aceros al carbono y HSLA pueden ser tratados térmicamente para prever puntos de fluencia en el rango de 50 a 75 ksi.

2.3.4. Aceros Aleados Térmicamente Tratados para la Construcción

Aceros que contienen elementos de aleación en exceso de los límites del acero al carbono y son tratados térmicamente para obtener una combinación de alta resistencia y tenacidad son denominados aceros aleados para la construcción. Tienen una resistencia de fluencia de 100 ksi, estos son muy fuertes usados en estructuras en general.

Designación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (ksi)	Resistencia de Tensión (ksi)
Aceros al Carbono		
A36	36	58-80
A573		
Grado 58	32	58-71
Grado 65	35	65-77
Grado 70	42	70-90
Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación		
A572		
Grado 42	42	60
Grado 50	50	65
Grado 60	60	75
Grado 65	65	80
Aceros HSLA y al Carbón Tratados Térmicamente		
A678		
Grado A	50	70-90
Grado B	60	80-100
Grado C	75	95-115
Grado D	75	90-110

Cuadro 2.1: Aceros más usados de cada clasificación.

2.4. COMPORTAMIENTO DEL ACERO ESTRUCTURAL

La combinación de los conceptos de la estática con la mecánica de materiales facilita lo esencial para predecir el comportamiento básico de miembros en el sistema estructural.

Miembros estructurales que a menudo se comportan en un camino complicado e incierto. Para analizar el comportamiento de estos miembros y para determinar las relaciones entre cargas externas y el resultado de esfuerzos internos y deformaciones, son necesarias ciertas idealizaciones.

A través de este método, los miembros estructurales son convertidos a tal forma que un análisis de su comportamiento en servicio se convierte en fácilmente posible.

Esta idealización incluye modelos matemáticos que representan el tipo de miembro estructural a ser asumido y las condiciones de soporte estructural.

2.5. DISEÑO POR EL MÉTODO LRFD

2.5.1. Introducción

La especificación AISC para el diseño de estructuras en acero, desde una primera versión realizada el año 1923, basada en el método de “Tensiones Admisibles” (ASD) ha evolucionado a lo que hoy se denomina el método de diseño basado en “Cargas y Resistencias Factoradas” (LRFD), metodología que fue introducida por primera vez el año 1986. En esta última versión 2005, el Comité de Especificaciones del AISC ha realizado un especial esfuerzo en ofrecer un tratamiento unificado, de manera de incluir en la normativa el uso alternativo de ambos métodos de diseño (LRFD y ASD), presentando este último en un formato equivalente al anterior método de Tensiones Admisibles.

2.5.2. Filosofía de Diseño

La norma se basa en la resistencia nominal de cada elemento, la cual es modificada por un factor establecido por el método, para su posterior comparación a la resistencia de diseño o admisible según corresponda.

FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA USADOS EN LAS ESPECIFICACIONES AISC

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

Q_i = Un efecto de carga (una fuerza o un momento).

γ_i = Un factor de carga.

R_n = Resistencia nominal de la componente bajo consideración.

ϕ = Factor de resistencia

La resistencia factorizada ϕR_n se llama resistencia de diseño. La sumatoria del lado izquierdo de la ecuación anterior es sobre el número total de efectos de carga (incluidas, pero no limitada a las cargas muertas o vivas), donde cada efecto de carga puede asociarse con un factor de carga diferente. No sólo puede cada efecto de carga tener un factor de carga diferente, sino que también el valor del factor de carga para un efecto de carga particular dependerá de la combinación de las cargas bajo consideración. Las combinaciones de carga por considerarse se dan en las Especificaciones AISC.

2.6. REQUISITOS DE DISEÑO

Las Especificaciones de Acero, se aplica al diseño de sistemas estructurales en acero, en los cuales los componentes de acero se definen en el AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges.

Esta Especificación incluye los Símbolos, el Glosario, los Capítulos A al M y Anexos 1 a 7.

Las especificaciones de AISC, establece criterios para el diseño, la fabricación y el montaje de estructuras de acero estructural.

2.7. ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN

La Especificación define la Resistencia de Diseño asociada a dos posibles estados límites: Fluencia en el Área Bruta y Fractura en el Área Neta Efectiva. En el método LRFD se define la Resistencia de Diseño multiplicando la Resistencia Nominal por un factor, normalmente de minoración de la resistencia de tracción (ϕ_t).

La resistencia del elemento es el menor valor obtenido de considerar los dos estados límites.

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro).

$$P_u = \phi_t F_y A_g$$

Donde:

$$\phi_t = 0.90$$

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

A_g = Área bruta de la sección.

Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches.

$$P_u = \phi_t F_u A_e$$

Donde:

$$\phi_t = 0.75$$

F_u = Esfuerzo de tensión mínimo especificado.

A_e = Área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros.

Esta área puede ser algo más pequeña que el área neta real, A_n , debido a las concentraciones de esfuerzo y a otros factores.

Se recomienda una esbeltez mayor a 300.

$$\frac{L}{r_{\min}} > 300$$

Para conexiones atornilladas, el área neta efectiva es:

$$A_e = U A_n$$

y para conexiones soldadas es:

$$A_e = U A_g$$

Donde el factor de reducción U esta dado por:

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{L} \leq 0.9$$

En esta expresión, \bar{X} es la distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión y L es la longitud de la conexión. Si un miembro tiene dos planos simétricamente localizados de conexión, \bar{X} se mide desde el centroide de la mitad del área más cercana.

Con base en los valores promedio de \bar{X}/L para varios tipos de conexiones de miembros en tensión atornillados, el AISC da valores del factor de reducción U que puede usarse en vez del valor calculado de $1 - \bar{X}/L$. Esos valores promedio de U para conexiones atornilladas se basan en dos amplias categorías de conexiones; aquellas con dos sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada y aquellas con tres o más sujetadores por línea. Se dan sólo tres valores diferentes; ellos corresponden a las siguientes condiciones:

1. Para valores W, M y S que tienen una relación ancho a peralte de por lo menos 2/3 (y perfiles T recortados de ellos) y están conectados a través de los patines con por lo menos tres sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada.

$$U = 0.90$$

2. Para los otros perfiles (incluido los perfiles compuestos) con por lo menos tres sujetadores por línea.

$$U = 0.85$$

3. Para todos los miembros con sólo dos sujetadores por línea.

$$U = 0.75$$

2.8. ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

Los elementos sometidos a compresión son elementos estructurales sometidos sólo a esfuerzos axiales; es decir las cargas son aplicadas a lo largo del eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro.

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

P_u = Suma de las cargas factorizadas.

P_n = Resistencia nominal por compresión = $A_g F_{cr}$

ϕ_c = Factor de resistencia para miembros en compresión = 0.85

2.8.1. Estabilidad Local

La resistencia correspondiente a cualquier modo de pandeo puede desarrollarse si los elementos de la sección transversal no son tan delgados para presentar pandeo local.

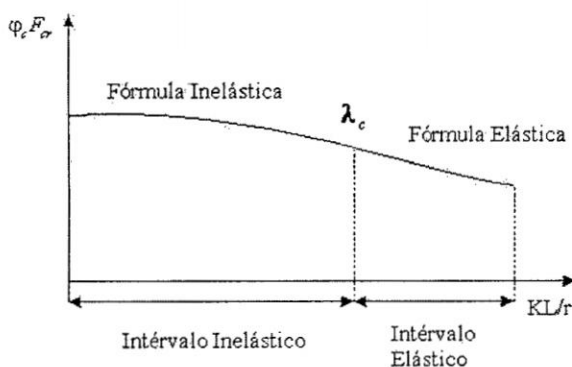


Figura 2.2: Intervalos a considerar en Compresión Simple.

Los valores límites de las razones ancho-espesor están dadas en la Sección AISC B5 "Local Buckling", donde las secciones están clasificadas en compactas, no compactas y esbeltas, según sea el valor de la razón. Para designar la razón se usa la letra griega λ . Si λ es mayor que el límite λ_r , la sección es esbelta y debe tenerse en cuenta el pandeo local. Para perfiles I y H :

Alas o elementos no atiesados:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f}$$

El límite superior:

$$\lambda_r = \frac{95}{\sqrt{F_y}}$$

Almas o elementos atiesados:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

El límite superior:

$$\lambda_r = \frac{253}{\sqrt{F_y}}$$

La resistencia de compresión nominal (P_n), es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

- Para secciones de simetría doble y secciones de simetría simple se aplica el estado límite de pandeo por flexión.
- Para secciones de simetría simple, secciones asimétricas y ciertas secciones de simetría doble, tales como columnas cruciformes o columnas armadas, los estados límites de pandeo torsional y flexo-torsional también son aplicables.

2.8.2. Pandeo por Flexión

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Columnas elásticas

$$\lambda_c > 1.5$$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

Columnas inelásticas

$$\lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$

2.8.3. Pandeo Torsional

Este tipo de falla es causada por torsión alrededor del eje longitudinal del miembro. Ella puede ocurrir en miembros con secciones transversales doblemente simétricas con elementos muy esbeltos en su sección. El perfil cruciforme es vulnerable a este tipo de pandeo.

Constante De Alabeo (C_w)

La constante torsional de alabeo (C_w) mide la resistencia de un elemento estructural sometido a torsión no uniforme o alabeo torsional. Se utiliza en miembros a compresión para calcular el momento resistente a pandeo en vigas no soportadas lateralmente y a pandeo flexo-torsional.

Para secciones estructurales huecas (HSS) las deformaciones de alabeo son pequeñas y la constante torsional de alabeo se toma generalmente como cero.

La determinación del módulo de alabeo, en barras armadas, es similar al de las barras simples pero un poco más complicada su demostración y depende del tipo de sección. En secciones frecuentes se pueden encontrar tabulados, y cuando no se encuentran en tablas, se calcula mediante la teoría de las coordenadas sectoriales.¹

Para perfiles con doble simetría (Pandeo Torsional).

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(k_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Donde:

I_x = Inercia en eje X-X.

I_y = Inercia en eje Y-Y.

J = Constante torsional.

G = Módulo de corte.

L = Longitud del miembro en compresión.

k_z = Factor de longitud efectiva.

2.8.4. Pandeo Flexo-Torsional

Este tipo de falla es causada por una combinación de pandeo por flexión y pandeo torsional. El miembro se flexiona y tuerce simultáneamente. Este tipo de falla puede ocurrir sólo en miembros con secciones transversales asimétricas, tanto en aquellas con un eje de simetría (canales, T estructurales, ángulos dobles y ángulos simples de lados iguales) como en aquellas sin ningún eje de simetría (ángulos simples de lados desiguales).

¹Ing. Omar Miño: PANDEO EN EL CAMPO REAL DE BARRAS DE ACERO.

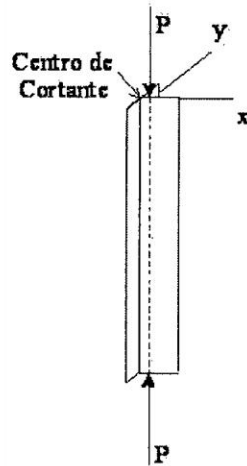


Figura 2.3: Pandeo por Flexión y Pandeo Torsional Combinados.

Centro De Cortante (X_o, Y_o)

El centro de cortante o centro de torsión es el punto en el plano de la sección transversal en donde la torsión ocurre. La localización del centro de cortante es necesaria para calcular la constante torsional de alabeo y la constante monosimétrica. También se utiliza para determinar el efecto estabilizador o desestabilizador de la fuerza gravitatoria aplicada por debajo o por encima del centro de cortante. Las coordenadas del centro de cortante se calculan respecto al centro de gravedad.

Para perfiles con un sólo eje de simetría (Pandeo Flexo-torsional)

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right)$$

$$H = 1 - \frac{X_o^2 + Y_o^2}{R_o^2}$$

$$R_o = \sqrt{X_o^2 + Y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A}}$$

Donde :

X_o, Y_o = Coordenadas del centro de cortante.

R_o = Radio de giro.

A = Área de la sección transversal.

I_x = Inercia en eje X-X.

I_y = Inercia en eje Y-Y.

PARA PERFILES “T”

El procedimiento para analizar por pandeo flexo-torsional ángulos dobles y T en la sección E3 del AISC es una modificación del procedimiento dado en el Apéndice E3 del AISC. Hay también cambio en la notación: F_e se vuelve F_{crft} , F_{ey} se vuelve F_{cry} y F_{ez} se vuelve F_{crz} . El esfuerzo F_{cry} se basa en el pandeo por flexión respecto al eje y.

Para obtener:

$$F_{CRZ} = \frac{GJ}{A\bar{r}_O^2}$$

Esta cancelación es justificable porque para ángulos dobles y T, el primer término es sumamente pequeño con respecto al segundo término.

$$F_{crft} = \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

Este procedimiento para usarse con ángulos dobles y T solamente, es más exacto que el procedimiento dado en el Apéndice E3.

Es permitido usar un perfil con la sección transversal que no satisfaga los requisitos de la razón ancho-espesor, pero a tal miembro no se le permite tomar una carga tan grande como a uno que sí satisfaga los requisitos. El procedimiento general para efectuar esta investigación es como sigue:

- Si la razón ancho-espesor λ es mayor que λ_r , calcule el factor de reducción Q.
- $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$
- $\lambda_c Q \leq 1.5$

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2})F_y$$

- $\lambda_c Q > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

- La resistencia de diseño es $\phi_c P_n = 0.85 A_g F_{cr}$

Donde:

Q= 1.0 para miembros sin elementos esbeltos.

Q= $Q_s Q_a$ para miembros con secciones de elementos esbeltos.

Los valores de Q_s , Q_a se encuentran definidos en las Especificaciones del AISC.

2.8.5. Miembros Compuestos

Si las propiedades de la sección transversal de un miembro compuesto en compresión son conocidas, su análisis es el mismo que para otro miembro en compresión, siempre que las partes componentes de la sección transversal estén apropiadamente conectadas.

Requisitos de Conexión para Miembros Compuestos formado por Placas y Perfiles

Cuando un miembro compuesto consiste en dos o más perfiles laminados separados entre sí una distancia considerable, deben usar placas para conectar los perfiles. La resistencia de compresión nominal de miembros armados compuestos por dos secciones que están interconectadas. En vez de realizar un análisis más preciso, si el modo de pandeo involucra deformaciones relativas que producen fuerzas de corte en los conectores entre secciones individuales KL/r debe ser reemplazado por $(KL/r)_m$ determinado de la siguiente manera.

Para conectores intermedios soldados o con pernos pretensionados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2}$$

Donde:

$(KL/r)_m$ = Esbeltez modificada de columna para el miembro armado.

$(KL/r)_o$ = Esbeltez de columna de miembro armado actuando como una unidad en la dirección de pandeo considerado.

a = Distancia entre conectores.

r = Radio mínimo.

r_{ib} = Radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro.

α = Razón de separación = $h/(2r_{ib})$.

h = Distancia entre centroides de los componentes individuales medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro.

k = Factor de longitud efectiva.

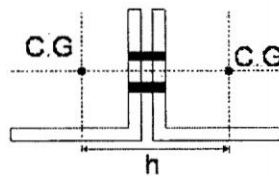


Figura 2.4: Distancia entre Centros de Gravedad.

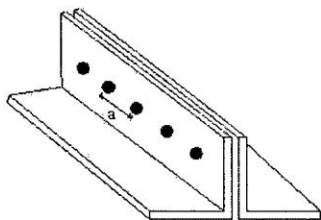


Figura 2.5: Distancia entre sujetadores.

Cuando los conectores son tornillos con apriete ligero.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$$

El número de conectores necesarios para el pandeo por flexión respecto al eje X debe ser determinado a partir del requisito de que la esbeltez del elemento del miembro compuesto entre conectores no debe exceder de las tres cuartas partes de la esbeltez total del perfil compuesto.

$$\frac{a}{r_i} \leq \frac{3KL}{4r}$$

2.9. ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El momento resistente de un perfil de acero es igual al momento plástico, $M_r = M_p$, cuando las proporciones de los elementos planos de la sección transversal, los arriostramientos laterales, etc., son tales que puedan desarrollarse las deformaciones unitarias correspondientes a la iniciación del endurecimiento por deformación del material sin falla prematura de tipo frágil o por pandeo local o lateral. Estas características permiten la aplicación del concepto de redistribución de momentos y denominar a estas vigas como secciones plásticas (Curva 1).

La Curva 2 representa una sección compacta, es decir, libre de pandeo local y que sin embargo no satisface las otras condiciones que se exigen para aplicar el concepto de redistribución de momentos, en consecuencia, $M_r < M_p$.

La Curva 3 identifica a una sección no compacta puesto que pierde su capacidad de carga prematuramente después del punto de fluencia (falla inelástica) a causa del pandeo local, por lo tanto $M_r < M_y$.

Finalmente, una sección esbelta (Curva 4) que falla elásticamente por pandeo lateral o pandeo local, es decir, $M_r < M_{cr}$.

El diseño de elementos en flexión considera cuatro estados límites: fluencia, pandeo local del ala, pandeo local del alma y pandeo lateral torsional. Las especificaciones distinguen las vigas de las trabes armadas con base en la razón de ancho a espesor del alma.

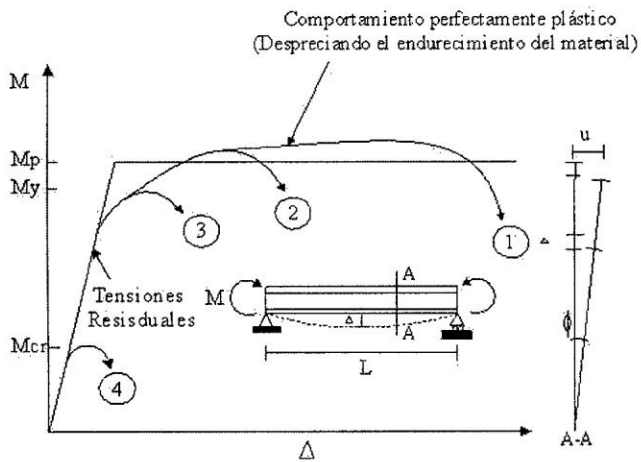


Figura 2.6: Momento Resistente Según el Tipo de Sección.

Si $\frac{h}{t_w} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$ el miembro debe tratarse como una viga, independientemente de que sea un perfil rolado o compuesto.

Si $\frac{h}{t_w} > \frac{970}{\sqrt{F_y}}$ el miembro debe tratarse como trabe armada.

Para vigas, la relación básica entre los efectos de las cargas y la resistencia es:

$$M_u = \phi_b M_n$$

Donde:

M_u = Combinación gobernante de momentos por medio de cargas factorizadas.

ϕ_b = Factor de resistencia para viga = 0.90

M_n = Resistencia nominal por momentos.

La resistencia de diseño $\phi_b M_n$ se llama a veces el momento de diseño.

2.9.1. Estabilidad

Si puede esperarse que una viga permanezca estable hasta la condición plástica total, la resistencia por momento puede tomarse como la capacidad por momento plástico es decir:

$$M_n = M_p$$

De otra manera M_n será menor que M_p .

Igual que en un miembro en compresión, la inestabilidad puede ser en sentido total o bien local.

Pandeo Lateral Torsional

Cuando una viga se flexiona, la región en compresión (arriba del eje neutro) es análoga a una columna y de manera similar a ésta, se pandeará si el miembro es suficientemente esbelto. Sin embargo, a diferencia de una columna la porción en compresión de la sección transversal está restringida por la porción en tensión y la deflexión hacia afuera (pandeo flexionante) es acompañada de torsión. Esta forma de inestabilidad flexionante se llama pandeo lateral torsionante (PLT). El pandeo lateral torsionante puede ser impedido por arriostramiento lateral de la zona en compresión, preferiblemente del patín en compresión a intervalos suficientemente cortos. La resistencia por momento depende en parte de la longitud no soportada, que es la distancia entre puntos de soporte lateral.

Las vigas flectadas que no se encuentran adecuadamente arriostradas, impidiendo su movimiento lateral, pueden sufrir el efecto de pandeo lateral torsional si su resistencia a la torsión y el momento de inercia respecto al eje de inercia, en que estos valores son menores, resultan lo suficientemente pequeños frente al eje perpendicular en que sus valores son máximos.

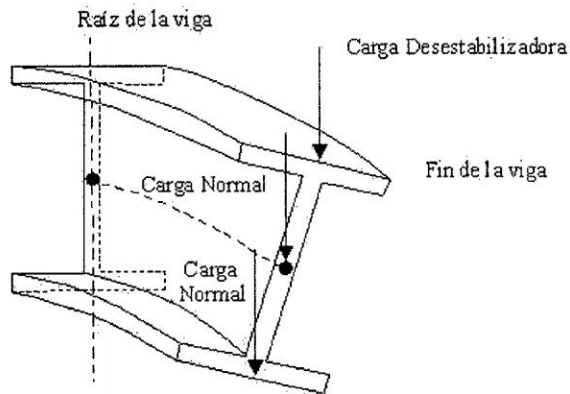


Figura 2.7: Pandeo Lateral Torsional.

Pandeo Local del Ala

Durante el proceso de flexión, si el ala en compresión es demasiado delgada, la placa puede fallar por pandeo o inestabilidad. Entonces no es posible que la viga desarrolle el Momento Plástico.

Pandeo Local del Alma

En los puntos donde se apliquen cargas puntuales y en los apoyos se pueden producir fallos debidos al aplastamiento del alma; por pandeo localizado en la proximidad de la carga donde se concentran las deformaciones transversales y por pandeo del alma entre las dos alas.

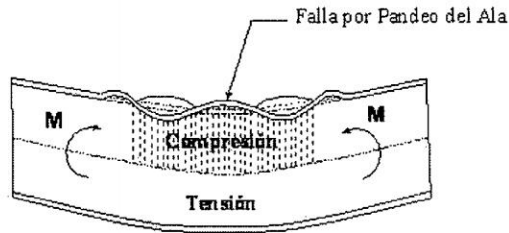


Figura 2.8: Pandeo Local del Ala.

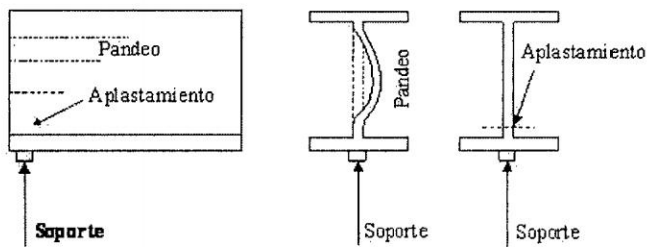


Figura 2.9: Pandeo Local del Alma.

2.9.2. Resistencia por Momento Flexionante

Perfil "W"

Parámetros ancho-espesor para flexión:

Patín

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad \lambda_p = \frac{65}{F_y} \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$$

Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad \lambda_p = \frac{640}{F_y} \quad \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

Si el perfil es compacto revise por pandeo lateral torsionante como sigue:

1. Si $L_b \leq L_p$, no hay pandeo lateral torsionante y $M_n = M_p$

$$\text{Donde } M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y = 1.5 S_x F_y$$

$$\frac{Z_x}{S_x} \leq 1.5$$

2. Si $L_p < L_r$, habrá PLT inelástico y

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$$

3. Si $L_b > L_p$ habrá PLT elástico y

$$M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \leq M_p$$

Si el perfil es no compacto debido al patín, el alma o ambos, la resistencia nominal será la más pequeña de las resistencias correspondientes al pandeo local del patín, al pandeo local del alma y al pandeo lateral torsionante.

- Pandeo Local del Patín
Si $\lambda \leq \lambda_p$, no hay PLP
Si $\lambda \leq \lambda_r$, el patín es no compacto y $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_p$
- Pandeo Local del Alma
Si $\lambda \leq \lambda_p$, no hay PLA
Si $\lambda \leq \lambda_r$, el alma es no compacto y $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_p$
- Pandeo Local Torsionante
Si $L_b \leq L_p$, no hay pandeo lateral torsionante y $M_n = M_p$
Donde $M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y = 1.5 S_x F_y$

Si $L_p < L_b \leq L_r$, habrá PLT inelástico y $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_p$

Si $L_b > L_r$, habrá PLT elástico y $M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \leq M_p$

Donde:

G= Módulo de cortante.

L_b = Longitud no arriostrada.

$$M_r = F_L S_X = (F_y - 10) S_X$$

$$L_p = \frac{(300 r_y)}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - 10)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - 10)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_X} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} ; X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_X}{GJ}\right)^2$$

Perfil "T"

Parámetros ancho-espesor para flexión:

Patín

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad \lambda_r = \frac{95}{\sqrt{F_y}}$$

Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad \lambda_r = \frac{127}{\sqrt{F_y}}$$

Para vigas compactas no arriostradas lateralmente y para vigas no compactas con secciones T y doble ángulo en contacto continuo, solamente serán aplicados los estados límites de plastificación y pandeo lateral torsional.

El estado límite de pandeo lateral torsionante no será aplicable a barras flexadas con respecto al eje principal de menor momento de inercia, ni a barras con secciones circulares o cuadradas.

1. Estado límite de plastificación.

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y \text{ para tallos en tensión.}$$

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.0 M_y \text{ para tallos en compresión.}$$

$$M_y = F_y S_x$$

2. Límite de pandeo lateral torsional.

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{E I_y G J}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}]$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}} \right)$$

El valor positivo de B aplica cuando el alma esta en tracción y el signo aplica cuando el alma esta en compresión. Si el extremo del alma esta en compresión en cualquier parte a lo largo de la longitud no arriostrada debe ser utilizado el valor negativo de B.

Flexión respecto al eje menor.

Para perfiles no esbeltos $\lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y$$

Sección Canal

Parámetros ancho-espesor para flexión:

Patín

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} \quad \lambda_p = \frac{65}{F_y} \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$$

Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad \lambda_p = \frac{640}{F_y} \quad \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

Si el perfil es compacto revise por pandeo lateral torsionante como sigue:

1. Si $L_b \leq L_p$, no hay pandeo lateral torsionante y $M_n = M_p$
Donde $M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y = 1.5 S_x F_y$

$$\frac{Z_x}{S_x} \leq 1.5$$

2. Si $L_p < L_b \leq L_r$, habrá PLT inelástico y $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_p$
3. Si $L_b > L_r$, habrá PLT elástico y $M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \leq M_p$

Si el perfil es no compacto debido al patín, el alma o ambos, la resistencia nominal será la más pequeña de las resistencias correspondientes al pandeo local del patín, al pandeo local del alma y al pandeo lateral torsionante.

4. Pandeo Local del Patín

Si $\lambda \leq \lambda_p$, no hay PLP

SI $\lambda \leq \lambda_r$, el patín es no compacto y $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_p$

5. Pandeo Local del Alma

Si $\lambda \leq \lambda_p$, no hay PLA

SI $\lambda \leq \lambda_r$, el alma es no compacto y $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_p$

Donde:

G= Módulo de cortante.

L_b =Longitud no arriostrada. $M_r = F_L S_x = (F_y - 10) S_x$

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - 10)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - 10)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} ; X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2$$

2.9.3. Resistencia por Cortante

La resistencia por cortante de una viga debe ser suficiente para satisfacer la relación

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

V_u = Fuerza cortante máxima basada en la combinación gobernante de cargas factorizadas.

ϕ_v = Factor de resistencia por cortante = 0.90

V_n = Resistencia nominal por cortante.

Para $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$, no hay inestabilidad del alma.

$$V_n = 0.6F_y A_w$$

Para $\frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$, puede ocurrir pandeo inelástico del alma.

$$V_n = 0.6F_y A_w \frac{\frac{418}{\sqrt{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

Para $\frac{253}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$, el estado límite es el pandeo elástico del alma.

$$V_n = \frac{132000A_w}{(h/t_w)^2}$$

A_w = Área del alma dt_w

d = Peralte total de la viga.

Si $\frac{h}{t_w}$ es mayor que 260 se requieren atiesadores del alma y deben entonces consultarse a las especificaciones del Apéndice F2 (o del Apéndice G para travesaños armados).

En secciones compuestas la fuerza cortante se verificará cada perfil componente con la mitad de las fuerzas que soliciten la sección compuesta, es decir, se usarán las resistencias dadas para los perfiles individuales.

La resistencia de diseño por flexión y corte deberá complementarse con la verificación por flecha producida por las cargas de servicio.

2.9.4. Miembros Compuestos

La separación modifica desfavorablemente la relación de esbeltez y por lo tanto su resistencia. Por estos motivos, la resistencia a flexión de secciones compuestas para $s > 0$ en este trabajo será tomado como el doble de la resistencia de cada perfil individual.¹

Son secciones compuestas, que se genera con la unión de dos o más perfiles individuales, con la finalidad de satisfacer las necesidades estructurales requeridas por el diseñador. En la Figura 2.10 se observa algunas de las combinaciones más comunes.

¹Cuadernos SIDETUR: "Manual de Estructuras de Acero".

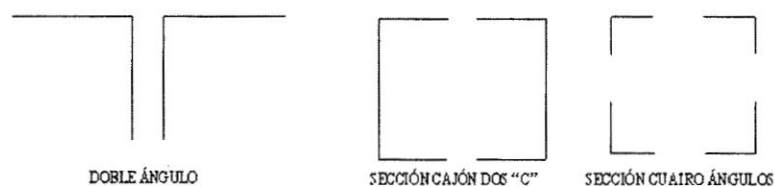


Figura 2.10: Secciones Típicas Compuestas.

2.9.5. Deflexión

Además de ser segura, una estructura debe tener buenas propiedades de servicio. Una estructura con buenas propiedades de servicio es una que funciona satisfactoriamente, sin causar ninguna incomodidad o percepciones de inseguridad a los ocupantes o usuarios de la estructura. Para una viga esto usualmente significa que las deformaciones, principalmente la deflexión vertical, deben ser limitadas. Una deflexión excesiva es usualmente una indicación de que se trata de una viga muy flexible, que puede conducir a problemas de carácter vibratorio.

Las deflexiones es un estado límite de servicio, no de resistencia, por lo que las deflexiones deben siempre calcularse con cargas de servicio.

2.10. ELEMENTOS COMPUESTOS

La construcción compuesta emplea a los miembros estructurales formados de dos materiales: acero estructural y concreto reforzado.

El comportamiento compuesto se logra al conectar la viga de acero a la losa de concreto reforzado que ella soporta de manera que las dos partes actúen como una unidad.

Este comportamiento unificado es posible sólo si el deslizamiento horizontal entre las dos componentes es impedido. Esto puede lograrse si la fuerza cortante horizontal en la interfaz es resistida por los dispositivos de conexión, conocidos como conectores de cortante.

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f'_c$$

Donde:

E_C = Módulo de elasticidad del concreto.

$n = \frac{E_s}{E_c}$ = Razón modular

El módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = W_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

Donde:

W_c = Peso unitario del concreto (lb/ft^3)

f'_c = Resistencia de compresión del concreto a los 28 días ($kips/in^2$)

El concreto de peso normal pesa aproximadamente $145\text{lb}/\text{ft}^3$

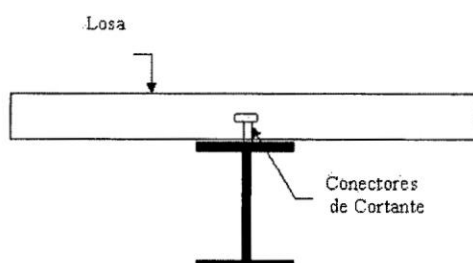


Figura 2.11: Sección Compuesta.

MOMENTO FLEXIONANTE DESPUÉS DEL FRAGUADO

En la mayoría de los casos, la resistencia nominal por flexión se alcanzará cuando toda la sección transversal de acero fluya y el concreto sea aplastado en compresión.

Las especificaciones AISC dan la resistencia de diseño para momentos positivos como $\phi_b M_n$, se define como sigue.

Para perfiles con almas compactas es decir $\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{F_y}$, el factor de resistencia es 0.85 y M_n se obtiene de la distribución plástica del esfuerzo.

Para perfiles con almas no compactas $\frac{h}{t_w} > \frac{640}{F_y}$ es 0.90 y M_n se obtiene de la distribución elástica del esfuerzo correspondiente a la primera fluencia del acero.

Para determinar cuál de los tres casos gobierna, calcule la menor de las resultantes de compresión.

1. $A_s F_y$
2. $0.85 f'_c A_c$
3. $\sum Q_n$

Donde:

A_s = Área transversal del perfil de acero.

A_c = Área de concreto (tb).

$\sum Q_n$ = Resistencia total por cortante de los conectores de cortante.

Cada posibilidad representa una fuerza cortante horizontal en la interfaz entre el acero y el concreto. Cuando la primera posibilidad gobierna, el acero está siendo utilizado plenamente y ENP está en el concreto. La segunda posibilidad corresponde al concreto que se emplea plenamente y ENP está en el acero. La tercera gobierna sólo cuando hay menos conectores de cortante que los requeridos para un

comportamiento compuesto total, así resulta un comportamiento compuesto parcial.

CONSTRUCCIÓN NO APUNTALADA

Hasta que el concreto ha endurecido y alcanzado su resistencia de diseño (por lo menos el 75 % de su resistencia por compresión a los 28 días), no puede tenerse un comportamiento compuesto, y el peso de la losa debe ser soportado por algún otro medio. Una vez que el concreto ha endurecido, la acción compuesta es posible, y todas las cargas aplicadas subsecuentemente serán resistidas por la viga compuesta.

Si no se usa apuntalamiento, el perfil de acero debe soportar no sólo su peso propio, sino también el peso de la losa durante el periodo de endurecimiento. Una vez alcanzado el comportamiento compuesto, las cargas adicionales, muerta y vivas, serán soportadas por la viga compuesta.

NO APUNTALADA: ANTES QUE EL CONCRETO HA ENDURECIDO

La sección del AISC requiere que cuando no se proporcione un apuntalamiento temporal, el perfil de acero sólo debe tener resistencia suficiente para resistir todas las cargas aplicadas antes de que el concreto alcance el 75 % de su resistencia. La resistencia se calcula de manera usual, con base a las especificaciones del Capítulo F de las Especificaciones AISC. Si no se proporciona soporte lateral la longitud L_b debe tomarse en cuenta y el pandeo lateral torsionante puede gobernar la resistencia por flexión.

NO APUNTALADA: DESPUÉS QUE EL CONCRETO HA ENDURECIDO

Después que se ha alcanzado el comportamiento compuesto, todas las cargas subsecuentemente aplicadas serán soportadas por la viga compuesta. Sin embargo, en la falla, todas las cargas serán resistidas por el par interno correspondiente a la distribución del esfuerzo en la falla. La sección compuesta debe, entonces, tener la resistencia adecuada para resistir todas las cargas, incluidas aquellas aplicadas a la viga de acero antes de que el concreto haya endurecido.

CONECTORES DE CORTANTE

La fuerza cortante horizontal por transmitirse entre el concreto y el acero es igual a la fuerza de compresión C en el concreto. Denotamos esta fuerza cortante horizontal por V_h esta fuerza está dada por el menor de las cantidades $A_s F_y$, $0.85 f'_c A_c$ ó $\sum Q_n$. Si $A_s F_y$ ó $0.85 f'_c A_c$ gobierna se tendrá acción compuesta total y el número de conectores necesarios entre los puntos de momento nulo y momento máximo es:

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n}$$

Donde Q_n es la resistencia nominal por cortante de un conector. Los N_1 conectores deben espaciarse de manera uniforme dentro de la longitud donde ellos son requeridos. Para conector de cortante tipo perno de cabeza redonda:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

Donde:

A_{SC} = Área transversal del conector (in^2).

f'_c = Resistencia por compresión a los 28 días del concreto (ksi).

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (ksi).

F_u = Mínima resistencia por tensión del conector (ksi).

LONGITUD EFECTIVA DE LOSA

PARA VIGAS INTERIORES, el ancho efectivo será tomado como el menor valor de:

- 1/4 de luz efectiva del tramo.
- 12 veces el espesor de la losa, más el mayor valor del espesor del alma ó 1/2 ancho del ala superior de la viga.
- El espaciamiento promedio de las vigas adyacentes.

PARA VIGAS EXTERIORES, el ancho efectivo será tomado como 1/2 del ancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor de:

- 1/8 de la luz efectiva del tramo.
- 6 veces el espesor de la losa, más el mayor valor 1/2 del espesor del alma ó 1/4 ancho del ala superior de la viga.
- El ancho del volado.

2.11. VIGAS - COLUMNAS

Si bien muchos miembros estructurales pueden tratarse como columnas cargadas de manera axial o como vigas con sólo carga de flexión, la mayoría de las vigas y columnas están sometidas, en cierto grado, a la flexión y a la carga axial. Esto se cumple para las estructuras estáticamente indeterminadas.

INTERACCIÓN DE SOLICITACIONES

Dos fórmulas se dan en las Especificaciones AISC una para la carga axial pequeña y la otra para la carga axial grande. Si la carga axial es pequeña, el término de la carga axial se reduce. Para una carga axial grande, el término de flexión se reduce ligeramente.

Para $\frac{P_u}{\phi_{c,t}P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi_{c,t}P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_t M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_t M_{ny}} \right) \leq 1$$

Para $\frac{P_u}{\phi_{c,t}P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi_{c,t}P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_t M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_t M_{ny}} \right) \leq 1$$

2.12. CONEXIONES

Las conexiones de miembros estructurales de acero son de suma importancia. Una conexión inadecuada, que puede ser el eslabón débil de una estructura, ha sido la causa de numerosas fallas estructurales. La falla de los miembros estructurales es rara, la mayoría de las fallas estructurales son el resultado de conexiones pobremente diseñadas o detalladas.

Hay dos diferencias significativas entre miembros sujetos a tensión y los sujetos a compresión:

1. Las cargas de compresión tienden a pandear la pieza fuera del plano de las cargas.
2. La presencia de agujeros para remaches o pernos en los miembros sujetos a tensión, reduce el área disponible para resistir a las cargas, pero en los miembros sujetos a compresión se considera que los remaches o pernos llenan los agujeros y el área total queda disponible para resistir la carga.

2.12.1. Tipos de Solicitaciones de los Sujetadores

CONEXIONES A CORTANTE

Hay dos amplias categorías de fallas:

- Fallas del sujetador.
- Fallas de la parte conectada.

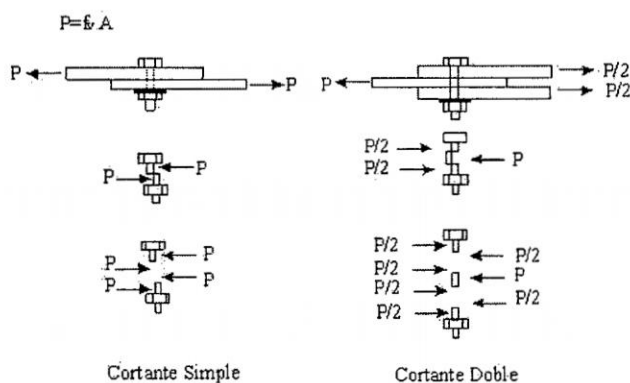


Figura 2.12: Tornillos Sujetos a Cortante.

CONEXIONES A TENSIÓN

Cuando se aplica una carga de tensión a un tornillo sin tensión inicial, la fuerza de tensión en el tornillo es igual a la carga aplicada. Sin embargo, si el tornillo es pretensionado, una gran parte de la carga aplicada se empleará para aliviar la compresión o la fuerza de apriete sobre las partes conectadas, según ha sido determinado por Kulak, Fisher y Struik (1987).

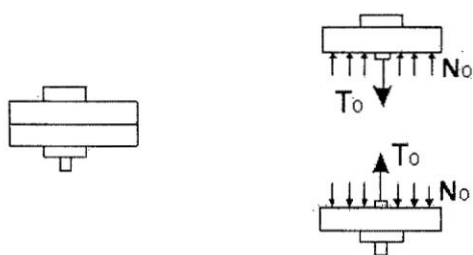


Figura 2.13: Tornillos Sujetos a Tensión Pura.

CONEXIONES A CORTANTE Y TENSIÓN COMBINADOS: Modos de Falla

En la mayoría de las situaciones en las que un tornillo está sometido a cortante y tensión, la conexión está cargada excéntricamente. Sin embargo, en algunas conexiones simples los sujetadores están en un estado de carga combinado. La Figura 2.14 muestra un segmento de T estructural conectado al patín de una columna con el fin de unir un miembro de arriostramiento. Este último miembro está orientado de tal manera que la línea de acción de la fuerza del miembro pasa por el centro de gravedad de la conexión. La componente vertical de la carga someterá los sujetadores a cortante y la componente horizontal generará tensión (con la posible inclusión de fuerzas de apalancamiento). Como la línea de acción de la carga actúa a través del centro de gravedad de la conexión, puede suponerse que cada sujetador toma una porción igual de cada componente.

Como en otros casos de carga combinada, puede usarse el enfoque de una fórmula de interacción. Las resistencias por cortante y por tensión para tornillos tipo aplastamiento se basan en los resultados de pruebas y pueden tomarse de la curva elíptica de interacción mostrada en la Figura 2.15. La ecuación de esta curva es:

$$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t} \right]^2 + \left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v} \right]^2 = 1.0$$

P_u = Carga de tensión factorizada sobre el tornillo.
 $(\phi R_n)_t$ = Resistencia de diseño del tornillo en tensión.
 V_u = Carga cortante factorizada sobre el tornillo.

$(\phi R_n)_v$ = Resistencia de diseño por cortante en el tornillo.

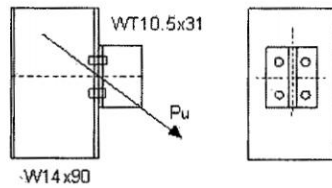


Figura 2.14: Conexión a Tensión Combinada.

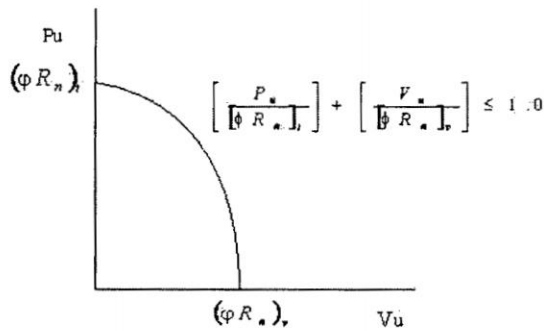


Figura 2.15: Curva de Interacción Tensión y Cortante.

Las especificaciones AISC reducen la resistencia por cortante crítico al deslizamiento para este caso. Del Apéndice J del AISC, la resistencia por cortante crítico al deslizamiento debe multiplicarse por el factor:

$$\left[1 - \frac{T_u}{1.13 T_m N_b} \right]$$

Donde:

T_u = Carga de tensión factorizada sobre la conexión.

T_m = Tensión en el tornillo.

N_b = Número de tornillos en la conexión.

2.12.2. Conexiones Atornilladas

RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO Y REQUISITOS DE ESPACIAMIENTO Y DISTANCIAS DE BORDE.

La resistencia por aplastamiento es independiente del tipo de sujetador porque el esfuerzo en consideración es sobre la parte conectada y no sobre el sujetador. Por esta

Descripción de Tornillos	Resistencia de Tensión	
	Factor de Resistencia	Resistencia Nominal
	ϕ	(ksi)
A325, en el plano de corte	0.75	90
A325, fuera del plano de corte	0.75	90
A490, en el plano de corte	0.75	113
A490, fuera del plano de corte	0.75	113

Cuadro 2.2: Resistencia por Tensión.

razón la resistencia por aplastamiento, así como los requisitos por espaciamiento o separación, que son también independientes del tipo de sujetador serán considerados antes que la resistencia por cortante y tensión de los tornillos.

$$\text{Si } L_c \leq 2d \quad \phi R_{STR} = 0.75(1.2L_c t F_u)$$

$$\text{Si } L_c > 2d \quad \phi R_{STR} = 0.75(2.4dt F_u)$$

SEPARACIÓN Y DISTANCIAS A BORDES MÍNIMOS; EN CUALQUIER DIRECCIÓN, YA SEA EN LA LÍNEA DE LA FUERZA O TRANSVERSAL A LA LÍNEA DE LA FUERZA.

$$s \leq 2\frac{2}{3}d \text{ (se recomienda } 3d\text{).}$$

$$L_e \geq \text{valor del Cuadro 2.3.}$$

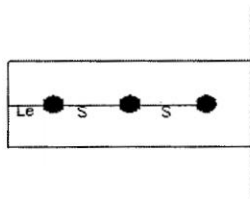


Figura 2.16: Separación entre Tornillos y al Borde.

$$h = d + 1/16$$

d= Diámetro del tornillo.

Para los agujeros más cercanos al borde:

$$L_c = L_e - h/2$$

Para los otros agujeros:

$$L_c = s - h/2$$

Diámetro Nominal Tornillo (in)	Para bordes cizallados (in)	Para bordes rolados de placas, perfiles o barras, o bordes cortados a gas (in)
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2	1 1/8
1	1 3/4	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Mayor a 1 1/4	1 3/4 x Diámetro	1 1/4 x Diámetro

Cuadro 2.3: Mínima Distancia De Borde.

RESISTENCIA POR CORTANTE DE TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA.

La resistencia por cortante de los tornillos A325 y A490 es ϕR_n , donde el factor de resistencia ϕ es 0.75. La resistencia nominal por cortante de los tornillos de alta resistencia está dada por el esfuerzo cortante último multiplicado por el área nominal del tornillo.

$$\phi R_{str} = \phi F_v A_b$$

$$A_b = \pi \frac{d^2}{4}$$

SUJETADOR	RESISTENCIA NOMINAL POR CORTANTE $R_n = F_v A_b$
A325 ,roscas en el plano de corte	$48A_b$
A325, roscas fuera del plano de corte	$60A_b$
A490, roscas en el plano de corte	$60A_b$
A490, roscas fuera del plano de corte	$75A_b$

Cuadro 2.4: Resistencia Por Cortante De Tornillos

Conexiones Críticas al Deslizamiento.

Una conexión con tornillos de alta resistencia se clasifica como conexión crítica al deslizamiento o bien como conexión tipo aplastamiento. En algunos tipos de estructuras, sobre todo en los puentes, la carga sobre las conexiones puede sufrir muchos ciclos de inversión de esfuerzos. En tales casos, la fatiga de los sujetadores puede volverse crítica si se permite que la conexión se deslice con cada inversión y es, entonces aconsejable usar una conexión crítica al deslizamiento.

La resistencia por deslizamiento crítico de una conexión está dada por:

$$\phi R_{str} = 1.13\mu T_m N_b N_s$$

Donde:

μ = Coeficiente de deslizamiento medio (coeficiente de fricción estática)=0.33.

T_m = Tensión mínima en el sujetador del Cuadro 2.5.

N_b = Número de tornillos en la conexión.

N_s = Número de planos de deslizamiento (planos de corte).

Una superficie de clase A esta libre de óxidos de hierro formados durante la producción del acero. Con esta estipulación, la resistencia de diseño por deslizamiento crítico para un tornillo en cortante simple es:

$$\phi R_{str} = 0.373T_m Kips$$

Tamaño del Tornillo (in)	Tornillos A325	Tornillos A490
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

Cuadro 2.5: Tensión Mínima en Tornillos (Kips).

2.12.3. Conexiones Soldadas

La soldadura estructural es un proceso por medio del cual las partes por conectarse son calentadas y fundidas, con metal fundido de aportación agregado a la junta.

El proceso de soldadura por arco metálico protegido (SAMP), la corriente forma un arco a través de una abertura entre el electrodo y el metal base, que al calentar las partes conectadas deposita parte del electrodo en el metal base fundido. Un recubrimiento especial sobre el electrodo se vaporiza y forma una capa gaseosa protectora que impide que el metal fundido se oxide antes de que se solidifique.

SOLDADURA DE FILETE.

El diseño y el análisis de las soldaduras de filete se basan en la suposición de que la sección transversal de la soldadura es un triangulo rectángulo a 45°.

El tamaño de un filete de soldadura se denota por w y es la longitud de uno de los dos lados iguales de esta sección transversal idealizada.

Los tamaños estándar de las soldaduras se especifican con incrementos de 1/16". Aunque una longitud de soldadura puede cargarse en cualquier dirección en cortante, compresión o tensión, un filete de soldadura es más débil en cortante y siempre se supone que falla de esta manera.

La resistencia nominal de diseño de la soldadura puede escribirse como:

$$\phi R_{str} = 0.707wL\phi F_w$$

La resistencia de un filete de soldadura depende del metal de aportación usado, es decir está en función del tipo de electrodo. La resistencia del electrodo se define como resistencia ultima en tensión con resistencias:

$$E70XX: \phi F_w = 0.75[0.60(70)]=31.5\text{Ksi}$$

$$E80XX: \phi F_w = 0.75[0.60(80)]=36.0\text{Ksi}$$

$$t\phi F_{BM} = 0.54tF_y$$

El diseño práctico de las conexiones soldadas requiere considerar detalles como los tamaños y las longitudes máximas y mínimas de soldadura.

Tamaño Mínimo.

El tamaño mínimo permitido es una función del espesor de la parte más gruesa conectada y se da en la Tabla J2.4 AISC.

Tamaño Máximo.

A lo largo del borde de una parte menor de 1/4 in de espesor, el tamaño de filete máximo es igual al espesor de dicha parte. Para partes más gruesas, el tamaño máximo es de $t = 1/16$ in, donde t es el espesor de la parte.

Longitud Mínima.

La longitud mínima permisible de un filete de soldadura es de cuatro veces su tamaño. Esta limitación no es severa, pero si esta longitud no está disponible, una longitud más corta puede usarse si el tamaño efectivo de la soldadura se toma un cuarto de su longitud.

2.12.4. Placas de Nudo

Se emplean para conectar elementos estructurales entre sí cuando las dimensiones impiden las uniones directas de ellos. Las dimensiones de la placa de nudo dependen de los requisitos geométricos de la conexión:

- Que puedan colocarse los tornillos y/o soldaduras.
- Que exista un espaciamiento aceptable entre agujeros.
- Que exista una distancia aceptable del agujero a los extremos, etc.

En general sólo el grueso o espesor de la placa de nudo (t) se basa en consideraciones de resistencia. El espesor t se determina verificando:

- Aplastamiento de la placa contra los tornillos.
- Esfuerzo máximo en la sección de Whitmore.

$$t \geq \frac{P_u}{0.9F_y L_e}$$

Donde:

P_u = Esfuerzo solicitado del miembro en tensión.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

t = Espesor de la placa.

L_e = Ancho de Whitmore.

- Falla por cortante y tensión combinadas.
- Falla por pandeo debida a carga axial en compresión.

PASOS PARA EL DISEÑO DE PLACAS DE NUDO.

1. Se determina el grado y tamaño de los pernos que se van a utilizar.
2. Se detallan las conexiones extremas de las diagonales de la armadura. Una diagonal debe tener por lo menos la mayor porción de sus extremos perpendiculares a la línea de trabajo. Las esquinas de la diagonal deben estar tan cerca como sea posible de las cubreplacas de la cuerda y de las verticales. Los pernos para la unión a una cartela de conexión deben centrarse con respecto al eje neutro del miembro.
3. Se determina el contorno de la cartela de conexión. Este paso está influenciado principalmente por las conexiones diagonales.
4. Se selecciona un espesor t de la cartela de conexión para satisfacer los siguientes criterios como se ilustra en la Figura 2.17.
 - Las cargas para las cuales se conecta una diagonal pueden descomponerse en fuerzas horizontales y verticales a la línea A-A. Se induce un esfuerzo cortante a lo largo de la sección bruta de la línea A-A a través de la última línea de pernos. Este esfuerzo igual a las suma de las componentes horizontales de las diagonales (si estas actúan en la misma dirección) no debe exceder el valor límite.
 - Supóngase que el esfuerzo de conexión transmitido a la cartela de conexión por una diagonal se extiende sobre la placa dentro de las líneas que divergen hacia afuera formando un ángulo de 30° con eje del miembro desde el primer perno en cada fila exterior de pernos, como se indica por la trayectoria 1-5-6-4. Entonces, el esfuerzo en la sección perpendicular al eje de la diagonal en la última fila de pernos (a lo largo de la línea 5-6) e incluida entre esas líneas divergentes, no debe exceder el valor límite de tensión sobre la sección neta en las diagonales a tensión y el valor límite de compresión en las diagonales a compresión.

CAPÍTULO 2. ACERO ESTRUCTURAL

5. Se determina el tamaño de las perforaciones estándar y las distancias desde los extremos del miembro.

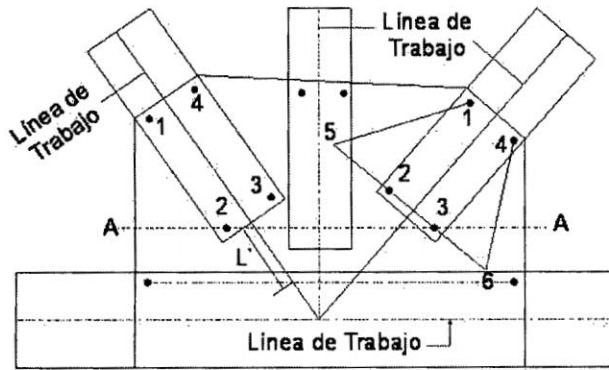


Figura 2.17: Secciones Típicas de Diseño para una Cartela de Conexión.

Capítulo 3

PUENTE RETICULAR

3.1. GENERALIDADES

En ingeniería estructural, un Puente Reticular es a base de celosías. Una celosía es una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nudos formados por triángulos planos (en celosías planas) o pirámides tridimensionales (en celosías espaciales). El interés de este tipo de estructuras es que las barras trabajan predominantemente a compresión y tracción presentando también flexión.

3.2. TIPOS DE PUENTE RETICULAR

De acuerdo con el uso y disposición de las cargas conviene una u otra tipología o disposición de montantes verticales y diagonales. Algunas de las tipologías más usadas se conocen por el nombre propio de las personas que las patentaron o estudiaron en detalle por vez primera.

En las celosías horizontales con cargas gravitatorias verticales generalmente el cordón superior (conjunto de barras horizontales o inclinadas situadas más arriba) está sometido a esfuerzos de compresión, mientras que el cordón inferior está sometido a esfuerzos de tracción. En cambio, los montantes y las diagonales presentan más variabilidad. Según la inclinación de las diagonales a uno u otro lado pueden estar todas traccionadas, todas comprimidas, con compresiones y tracciones alternas, o con una distribución de esfuerzos aún más compleja. El esfuerzo de los montantes a su vez suele ser contrario al de las diagonales adyacentes, aunque esto no es una regla general.

Celosía Long, este tipo de celosía debe su nombre a Stephen H. Long (1784-1864), y tiene su origen hacia 1835. Los cordones superior e inferior horizontales se unen mediante montantes verticales todos ellos arriostrados por diagonales dobles.

Celosía Howe, fue patentada en 1840 por William Howe, aunque ya había sido usada con anterioridad. Se usó mucho en el diseño de celosías de madera, está compuesta por montantes verticales entre el cordón superior e inferior. Las diagonales se unen en sus extremos donde coincide un montante con el cordón superior o inferior (formando triángulos). Con esa disposición las diagonales están sometidas a

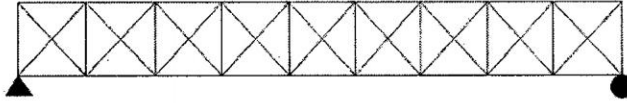


Figura 3.1: Esquema de Celosía Long.

compresión, mientras que los montantes trabajan a tracción.

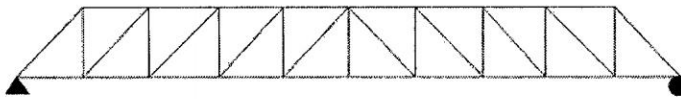


Figura 3.2: Esquema de Celosía Howe.

Esta tipología no constituye un buen diseño si toda la celosía es del mismo material. Históricamente se usó mucho en la construcción de los primeros puentes de ferrocarril. Con la disposición Howe se lograba que los elementos verticales que eran metálicos y más cortos estuviera traccionados, mientras que las diagonales más largas estaban comprimidas, lo cual era económico puesto que los elementos metálicos eran más caros y con la disposición Howe se minimizaba su longitud.

Celosía Pratt, originalmente fue diseñada por Thomas y Caleb Pratt en 1844, representa la adaptación de las celosías al uso más generalizado de un nuevo material de construcción de la época: el acero. A diferencia de una celosía Howe, aquí las barras están inclinadas en sentido contrario (forman triángulos), de manera que las diagonales están sometidas a tracción mientras que las barras verticales están comprimidas.

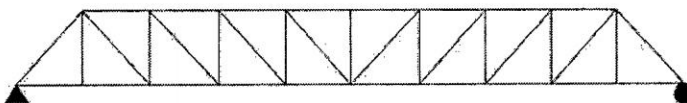


Figura 3.3: Esquema de Celosía Pratt.

Eso representa ventajas si toda la celosía es de acero, ya que los elementos traccionados no presentan problemas de pandeo aunque sean largos mientras que los sometidos a compresión si pueden presentar pandeo, lo que obliga a hacerlos de mayor espesor. Puesto que el efecto del pandeo es proporcional a la longitud de las barras interesa que los elementos más cortos sean los que sufren la compresión. La celosía Pratt puede presentar variaciones, normalmente consistentes en barras suplementarias que van desde las diagonales hasta el cordón superior, dichas barras

son usadas para reducir la longitud efectiva de pandeo.

Celosía Warren, fue patentada por los ingleses James Warren y Willboughby Monzoni en 1848. El rasgo característico de este tipo de celosías es que forman una serie de triángulos isósceles (o equiláteros), de manera que todas las diagonales tienen la misma longitud. Típicamente en una celosía de este tipo y con cargas aplicadas verticales en sus nudos superiores, las diagonales presentan alternativamente compresión y tracción. Esto, que es desfavorable desde el punto de vista resistente, presenta en cambio una ventaja constructiva. Si las cargas son variables sobre la parte superior de la celosía (como por ejemplo en una pasarela) la celosía presenta resistencia similar para diversas configuraciones de carga.

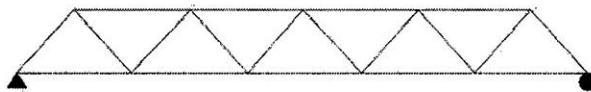


Figura 3.4: Esquema de Celosía Warren.

Entre las variaciones más comunes está el uso de doble celosía Warren y la inclusión de montantes.

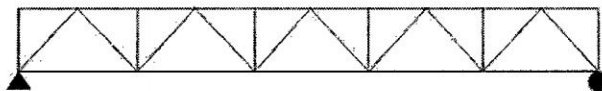


Figura 3.5: Esquema de Celosía Warren con Montantes Intercalados.

La **pseudocelosía Vierendeel**, en honor al ingeniero belga A. Vierendeel, tiene como características principales las uniones obligatoriamente rígidas y la ausencia de diagonales inclinadas. De esta manera, en una (pseudo)celosía Vierendeel, no aparecen formas triangulares como en la mayoría de celosías, sino una serie de marcos rectangulares. Se trata por tanto de una estructura empleada en edificación por el aprovechamiento de sus aperturas.

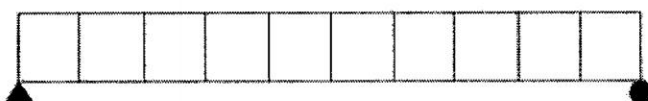


Figura 3.6: Esquema de Viga Vierendeel.

Otros, existen otros tipos de estructuras de celosía o cerchas tales como: Abanico, Armadura K., Bailey, Barril, Bollman, Bowstring, Doble Invertida, Fink, Multipanel, Pennsylvania, etc.

3.3. CRITERIOS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO

Debido a las muchas variables en las fórmulas de iteración, el diseño de elementos sometidos a distintas sollicitaciones es esencialmente un proceso de tanteos. Se selecciona un perfil de prueba y luego se revisa si éste satisface la fórmula de interacción gobernante.

3.4. CARGAS DE DISEÑO SEGÚN AASHTO-LRFD

Las cargas se clasifican en:

3.4.1. Cargas Permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamiento de apoyo.

Peso Propio y Cargas Muertas.

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables. El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

3.4.2. Cargas Variables

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles.

También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento.

Cargas Durante la Construcción

El proyectista considerará todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles impresiones o errores.

Deberá considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.

Cuando la condición de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.

Cargas Vivas de Vehículos

Número de Vías

Para efecto de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de $w/3.60$, donde w es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3.60m, excepto para anchos de calzada entre 6m y 7.2 m, en que se considerará al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

Cargas Vivas de Diseño.

La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de:

- Camión de diseño o tándem de diseño tomándose aquello que produzca en cada caso los efectos más desfavorables.
- Sobrecarga distribuida. Para el estado límite de fatiga sólo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en la sobrecarga distribuida. Para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25 % del camión de diseño.

Camión de Diseño.

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicado en la Figura 3.7, la distancia entre los dos ejes de 145kN (14.18 tn) será tomada con aquella que, estando entre los límites de 4.30m y 9.00m resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos.

Tándem de Diseño

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 KN (11.2t), espaciados a 1.20m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1.80m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos.

Sobrecarga Distribuida.

Se considerará una sobrecarga de 9.3 kN/m (970 kgf/m), uniformemente distribuida

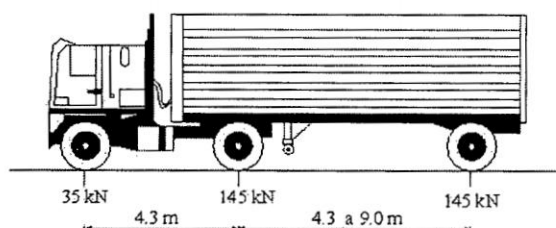


Figura 3.7: Camión de Diseño

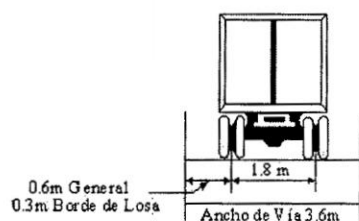


Figura 3.8: Tándem de Diseño

en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para la sobrecarga.

Área de Contacto de Ruedas

Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme, sobre un área rectangular de 0.50m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud, en la dirección del eje del puente, dada por la expresión:

$$l = 0.0228\gamma P$$

l = Dimensión del área de contacto en dirección longitudinal (m).

γ = Factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerada.

P = Carga correspondiente a una rueda, es decir 72.5 kN/m (7.4 t) para el camión de diseño o 55 kN (5.6t) para el tándem, sin las modificaciones indicadas por el número de vías cargadas.

Modificación por Número de Vías Cargadas.

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de vías cargadas, multiplicando en cada caso las

cargas por los factores indicados en el Cuadro 3.1

Número de Vías Cargadas	Factor
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 ó más	0.65

Cuadro 3.1: Factor de Vías Cargadas.

Ubicación de las Cargas Vivas

Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal.

En la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 145 kN (14.18t) será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.
- Tándem de diseño más carga distribuida.
- Sólo para momentos negativos y, para reacciones verticales en los apoyos, se considerará 90 % del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. En este caso la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14.78t) de cada camión será de 4.30m y la distancia entre camiones, medida desde el último eje del primer camión hasta el eje delantero del que le sigue, no será inferior a 15m.

Posición de las Cargas en Dirección Transversal.

Cada vía cargada, así como la franja de 3.00m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se deberá colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso.

El camión y el tándem de diseño se ubicarán en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes:

- Para el diseño del voladizo del tablero del centro de la rueda estará a por lo menos 0.30m de la cara de sardinel o de la baranda.
- Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará por lo menos 0.60m del borde de la vía cargada.

Fatiga

Independiente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño pero con una distancia fija de 9.00m entre los dos ejes de 145kN e incluyendo los efectos dinámicos.

El camión se ubicará tanto en dirección longitudinal como en la dirección transversal, en las posiciones que produzcan los efectos máximos y mínimos para el elemento en estudio, de modo tal que se obtenga el máximo rango de esfuerzos.

La frecuencia de carga de fatiga se calculará sobre la base del tráfico de vehículos

CAPÍTULO 3. PUENTE RETICULAR

de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cálculos deberá considerarse el volumen de tráfico promedio de la vida útil del puente.

Efectos Dinámicos

Excepto de estructuras enterradas y de madera, las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementarán en los porcentajes indicados en el Cuadro 3.2 para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75 %
Para otros elementos:	
Estado límite de fatiga y fractura.	15 %
Otros estados límite.	33 %

Cuadro 3.2: Incremento de la carga viva por efectos dinámicos.

Cargas sobre Veredas y Sardineles

Sobrecargas en Veredas

Las veredas y los elementos que la soportan deberá diseñarse para una sobrecarga de $3.5kN/m^2$ actuando en los tramos que resultan desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos.

Se exceptúan de los puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0.60m, para las cuales no será necesario considerar esta sobrecarga.

Fuerzas sobre los Sardineles

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7,5 kN por metro de sardinel, aplicada al tope del sardinel o a una elevación de 0.25m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

Variaciones de Temperatura

La temperatura de referencia será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

Rangos de Temperatura

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los indicados en el Cuadro 3.3

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto Armado o preesforzado	10°C a 40°C	-10°C a +35°C	10°C a +50°C
Acero	5°C a 50°C	-20°C a +50°C	10°C a +60°C
Madera	10°C a 40°C	-10°C a +35°C	10°C a +50°C

Cuadro 3.3: Rangos de Temperatura (°C).

Gradiente de Temperatura

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados.

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Cuadro 3.4: Temperaturas que definen Gradientes (°C).

Cargas de Viento

Las cargas ocasionadas por el viento son de naturaleza dinámica pero para facilitar el diseño se utilizan aproximaciones con cargas estáticas equivalentes. La mayor parte de las estructuras pueden utilizar este procedimiento y sólo en casos especiales se requiere un análisis dinámico.

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad de viento al cuadrado. Para puentes con una altura de 10m o menos, medida desde el nivel de agua o desde la parte más baja del terreno, se supondrá que la velocidad del viento es constante. Las velocidades a alturas mayores serán determinadas mediante:

$$V_z = CV_{10}Ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \geq V_{10}$$

Donde:

V_z = Velocidad del viento (km/h) a la altura z .

V_{10} = Velocidad de referencia, correspondiente a $z=10m$.

z = Altura por encima del nivel del terreno o del agua (m).

C, z_o = Constantes dadas en el Cuadro 3.5.

Condición	Pueblos Abiertos	Suburbanos	Ciudad
$C(km/h)$	0.330	0.380	0.485
$z_o(m)$	0.070	0.300	0.800

Cuadro 3.5: Coeficientes de Presión de Viento.

$$P = P_B\left(\frac{V_z}{100}\right)^2$$

P = Presión de viento (kN/m).

P_B = Presión básica correspondiente a una velocidad de 100 km/h, dada en el Cuadro 3.6.

Presiones Verticales.

Excepto cuando se determinan las presiones verticales debidas a viento mediante un análisis más preciso o experimentalmente, se considerará una fuerza vertical hacia arriba, uniformemente distribuida por unidad de longitud de puente, con una magnitud igual a $0.96kN/m^2$ multiplicada por el ancho del tablero incluyendo veredas y parapetos. Esta fuerza se considerará aplicada a un cuarto de la dimensión total de tablero, hacia barlovento.

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m^2)	Presión por Sotavento (kN/m^2)
Armaduras, columna y arcos.	1.5	0.75
Vigas.	1.5	N.A.
Superficies de pisos Largos.	1.2	N.A.

Cuadro 3.6: Coeficientes de Barlovento y Sotavento.

Cargas de Sismos

Las disposiciones de esta sección son aplicables a puentes con luz total no mayor que 150m y cuya superestructura esté compuesta por losa, vigas T o cajón, o reticulados. Para estructuras con otras características y en general para aquellas con luces de más de 150m será necesario un estudio de riesgo sísmico de sitio. En ningún caso se usarán fuerzas sísmicas menores que las indicadas a continuación.

Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas sísmicas serán evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis que tenga en cuenta las características de rigidez y de ductibilidad, las masas y la disipación de energía de la estructura.

Cuando se realice el análisis en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100 % de la fuerza sísmica en una dirección y 30 % de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

Coeficiente de Aceleración

El coeficiente de aceleración "A" se obtendrá del mapa de isoaceleraciones con un 10 % de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de retorno de 475 años.

Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica.

El coeficiente de respuesta sísmica elástica C_{sn} para el "n-ésimo" modo de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 1.2 \frac{AS}{T_n^{2/3}} \leq 2.5A$$

Donde:

T_n = Periodo de vibración del "n-ésimo" modo.

A= Coeficiente de aceleración.

S= Coeficiente de sitio.

3.4.3. Excepcionales

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio.

3.5. DIAFRAGMAS

Los diafragmas permiten mantener la geometría del tablero, con una rigidización apropiada.

Es conveniente en cualquier estructura tener rigideces parecidas en sentido longitudinal y en sentido transversal. Cuando sólo se colocan vigas en un solo sentido, se hace muy rígido en esa dirección pero muy débil en sentido transversal y la falla se va a dar en el sentido débil.

3.6. CERCHAS

Si el tablero va apoyado en la parte inferior de las cerchas, entonces los elementos verticales trabajan a tensión.

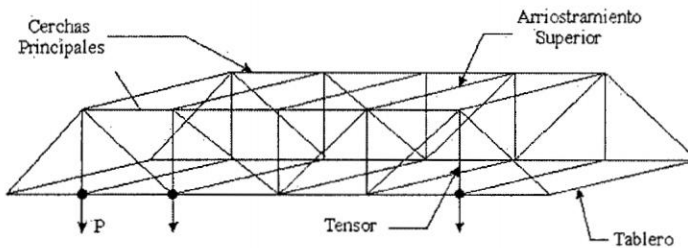


Figura 3.9: Puente Reticulado.

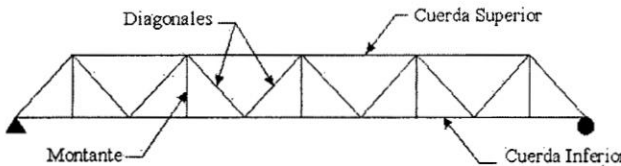


Figura 3.10: Partes de la Cercha.

En el caso de vigas simples cargadas por la parte superior, donde el sistema trabajará como un todo a flexión, se pueden construir los diagramas de momento y cortante comparándolos con los de una viga de alma llena. Encontramos que los momentos internos que producen esfuerzos de compresión y tracción en la viga, se descomponen en un par de fuerzas en la cercha produciendo esfuerzos de compresión en el cordón superior y esfuerzos de tracción en el cordón inferior, los diagonales resisten esfuerzos cortantes como también parte de los momentos y sirven de unión entre el elemento superior y el inferior.

Note la semejanza de los diagramas entre uno y otro, en la medida en que los nudos sean más seguidos los brincos en los diagramas son menores y la semejanza es mayor.

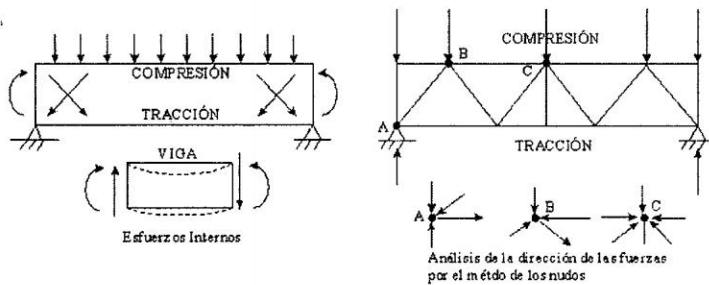


Figura 3.11: Fuerzas Internas.

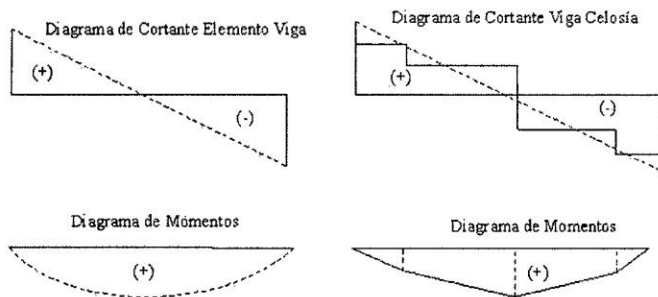


Figura 3.12: Diagrama de Fuerzas Internas.

La misma semejanza se puede tener con una viga que se carga en la parte inferior. La viga cargada en la parte inferior requiere de elementos internos que soporten esa tracción, es decir, es como si la carga estuviera colgada y por lo tanto se necesitan tirantes internos que transmitan esa carga a la zona superior.

3.7. LOSA DE CONCRETO

Para el análisis y diseño de la losa se le considera como una viga continua, donde hay momentos positivos y negativos.

ESPECIFICACIONES AASHTO-LRFD EN DISEÑO DE LOSAS

Número de Vías Cargadas NL	Presencia Múltiple Factor "m"
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Cuadro 3.7: Presencia Múltiple de Carga Viva AASHTO- LRFD.

LUZ PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO

Ancho transversal equivalente de carga de rueda (E).

Para reacción y momento en viga exterior $E= 1140+0.833X$ mm

Para momento positivo $E= 660 +0.55 S$ mm

Para momento negativo $E= 1220 + 0.25 S$ mm

LUZ PRINCIPAL PARALELA AL TRÁFICO $S \leq 4.6$ m

Franja interior.

Para momento positivo $E= 660+0.55 S$ mm

Para momento negativo $E= 1220+0.25 S$ mm

Franja de borde $E_{borde} = espacio + 300 + 1/2E \leq 1800mm$

Donde:

espacio=distancia entre la cara exterior de la losa y la cara interior de la vereda.

LUZ PRINCIPAL PARALELA AL TRÁFICO $S > 4.6m$

Ancho Transversal Equivalente de Carga de Rueda (E).

Una Vía Cargada.

$L_1 = \text{mín}(span, 18000)$

$W_1 = \text{mín}(Ancho, 9000)$

$E1 = 250 + 0.42\sqrt{L_1W_1}$

Franja interior $E_{int}(E_1, E_m)$.

Franja de borde $E_{borde} = espacio + 300 + \frac{1}{2}E_{int} \leq 1800mm$

Donde:

espacio= distancia entre la cara exterior de la losa y la cara interior de la vereda.

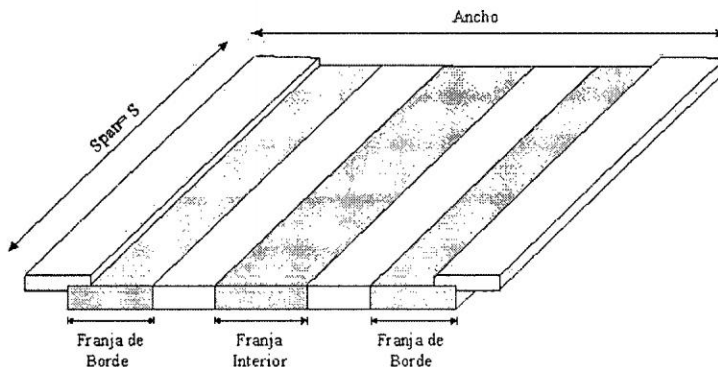


Figura 3.13: Franjas Distribución de Acero en Losa de Puente.

DISEÑO DEL REFUERZO POR RESISTENCIA ÚLTIMA I

$$M_u = \eta(1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+I})$$

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I$$

η = Factor de modificación de las cargas; factor relacionado con la ductibilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = Factor relacionado con la ductibilidad.

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla. Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductibilidad.

$\eta_D \geq 1.05$ para componentes y conexiones no dúctiles.

$\eta_D = 1.00$ para diseños y detalles convencionales.

$\eta_D \geq 0.95$ para componentes y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductibilidad más allá de lo requerido.

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_D = 1.00$$

η_R : Factor relacionado con la redundancia.

A menos que existan motivos para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como de falla crítica y el sistema estructural asociado como no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como de falla no crítica y el sistema estructural asociado como redundante.

$\eta_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes.

$\eta_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia.

$\eta_R \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia.

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_R = 1.00$$

η_I : Factor relacionado con la importancia operativa.

Se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1.05$ para puentes importantes.

$\eta_I = 1.00$ para puentes típicos.

$\eta_I \geq 0.95$ para puentes de relativamente poca importancia.

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_I = 1.00$$

REFUERZO DE DISTRIBUCIÓN

Para permitir la distribución lateral de cargas vivas concentradas se coloca refuerzo transversal al refuerzo principal en todos los lechos inferiores de la losa.

La cuantía de refuerzo de distribución es un porcentaje del refuerzo principal requerido por momento positivo que las determinan por las siguientes expresiones:

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

- Si la armadura principal es paralela al tráfico :

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50 \%$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico :

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$$

Si ese porcentaje resulta mayor que 50 % ó 67 % propuesto, se utilizará el porcentaje límite, en estos casos, 67 % de la armadura principal.

S= Longitud de tramo efectivo.

ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{Stemp} \geq 7.645 \frac{A_g}{f_y}$$

Este refuerzo se coloca a la mitad en cada cara en ambas direcciones.

LOSAS EN VOLADIZO

Al aplicar la fórmula siguiente para diseñar en voladizo, se considera que la losa soporta por sí sola la carga con independencia de los efectos de cualquier elemento de apoyo a lo largo del extremo libre del voladizo.

CARGAS DE RUEDA:

Refuerzo Principal Paralelo al Tránsito.

$$E = 0.35X + 1 \geq 2.1(m)$$

$$M = \frac{PX}{E}$$

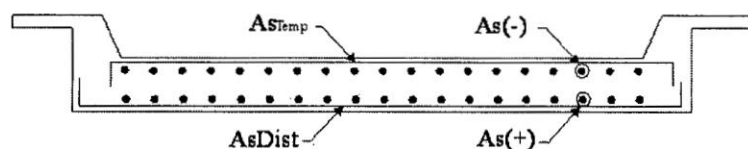


Figura 3.14: Distribución de Acero.

3.8. TIPOS DE MODELOS ANALÍTICOS EMPLEADOS EN PUENTES

El sistema estructural total de un puente consiste en la superestructura, subestructura y cimentación. La superestructura, particularmente para puentes largos, es separada en secciones mediante juntas de expansión que permiten la expansión o contracción del puente sin introducir grandes esfuerzos o deformaciones a elementos individuales, o bien, por juntas de construcción articuladas que forman parte de un sistema particular de construcción.

Junto con sus respectivas subestructuras o sistemas de apoyo, como pilas, columnas y cimientos, estas secciones de la superestructura, referidas como marcos, juegan un rol principal en la cuantificación de la respuesta sísmica, debido a sus características dinámicas de respuesta individuales. La respuesta individual de cada marco está controlada por la masa, y se debe su contribución principalmente a la superestructura. Para reflejar la importancia y diferencias entre estos subsistemas individuales, en términos de la cuantificación de la respuesta sísmica del modelo analítico del puente, se hace una distinción entre (1) modelos globales, (2) modelos de marcos y (3) modelos de vigas.

1. Modelos globales.

Los modelos globales de la estructura completa del puente tiene una utilidad limitada, excepto por los casos donde (1) el puente es corto y está formado por un solo marco, (2) la respuesta esperada es en el intervalo elástico, y (3) cuando se pueden establecer las variaciones del movimiento del suelo a lo largo de la longitud total del puente.

Los modelos globales de puentes son empleados predominantemente en la cuantificación de la respuesta sísmica, para determinar desplazamientos elásticos y fuerzas equivalentes en los miembros. Dado que el valor real de modelos analíticos globales radica principalmente en la caracterización del sistema total del puente, éstos deberían emplearse primordialmente al final del diseño sísmico o contribuir al proceso para verificar los parámetros de cada subestructura en el sistema total, lo cual no es considerado en los otros modelos.

2. Modelos de puentes a base de marcos.

Los modelos de puentes a base de marcos individuales proveen una herramienta útil para obtener la respuesta sísmica, dado que las características de la respuesta dinámica de un marco individual puede evaluarse con una precisión razonable. Un análisis con modelos de marcos individuales puede dar un mejor conocimiento de las características de la respuesta individual de las secciones del puente.

La interacción con los marcos adyacentes puede ser considerada en un análisis marco por marco en la forma de resortes, los cuales son típicamente modelados con características elásticas lineales. Otra aproximación comúnmente empleada es la de modelar grupos de marcos; donde tres o cinco marcos son modelados simultáneamente con las apropiadas suposiciones para modelar las características de los movimientos de las juntas, y sólo la respuesta resultante del marco interior (o marcos) es considerada como representativa de la contribución en el análisis.

3. Modelos de vigas.

El desarrollo de modelos realistas de marcos requiere una discretización detallada de las vigas que forman la estructura; dado que, generalmente, la rigidez del marco está dada directamente por las vigas. Los modelos de vigas son usados principalmente para determinar la rigidez efectiva. Modelos de vigas deben incluir los efectos de flexibilidad de la cimentación y pueden ser combinados en modelos de marcos como elementos a la mitad de la superestructura. El hecho de que la mayoría de las superestructuras de los puentes presenten una alta rigidez en el plano, permite como una muy buena aproximación, suponer movimientos de cuerpo rígido de la superestructura, lo cual simplifica ampliamente la combinación de modelos de vigas.

3.9. ANÁLISIS Y DISEÑO SEGÚN AASHTO-LRFD

FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

Se especifican los requerimientos mínimos para las cargas y las fuerzas, los límites de su aplicación, los factores de carga y las combinaciones de carga a ser usadas en el diseño de puentes nuevos.

Cargas y Notación

Se considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

Cargas Permanentes:

DD: fuerza de arrastre hacia abajo.

DC: carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW: carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH: presión de tierra horizontal.
ES: carga superficial en el terreno.
EV: presión vertical del relleno.

Cargas Transitorias:

BR: fuerza de frenado vehicular.
CE: fuerza centrífuga vehicular.
CR: "creep" del concreto.
CT: fuerza de choque vehicular.
CV: fuerza de choque de barcos.
EQ: sismo.
FR: fricción.
IC: carga de hielo.
IM: carga de impacto.
LL: carga viva vehicular.
LS: carga viva superficial.
PL: carga viva de peatones.
SE: asentamiento.
SH: contracción.
TG: gradiente de temperatura.
TU: temperatura uniforme.
WA: carga de agua y presión del flujo.
WL: efecto de viento sobre la carga viva.
WS: efecto de viento sobre la estructura.

Factores De Carga

La carga total factorizada será calculada como:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

n = Modificador de carga especificado.

q_i = Carga especificada anteriormente.

γ_i = Factores de carga especificados anteriormente.

Las componentes y las conexiones de un puente satisfecerán la ecuación anterior para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados límites siguientes.

- RESISTENCIA I combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA II combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA III combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor de 90 km/h.

- RESISTENCIA IV combinación de carga relacionada uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I combinación de carga incluyendo sismo.
- EVENTO EXTREMO II combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de carga de choque vehicular.
- SERVICIO I combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las carga a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada a control de la deflexión en estructuras metálicas empotradas, placas de revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado.
- SERVICIO II combinación de carga considerada para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debido a la cara viva vehicular.
- SERVICIO III combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructura de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
- FATIGA, combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Combinacion de Cargas	DC	LL IM CE	DD DW EH EV ES	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinacion					
											EQ	IC	CT	CV		
ESTADO LÍMITE																
RESISTENCIA I	γ_P	1.75	1.00				1.00	0.5/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}						
RESISTENCIA II	γ_P	1.35	1.00				1.00	0.5/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}						
RESISTENCIA III	γ_P		1.00	1.40			1.00	0.5/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}						
RESISTENCIA IV																
Sólamete EH, EV, ES, DW, DC	γ_P		1.00				1.00	0.5/1.20								
RESISTENCIA V	γ_P	1.35	1.00	0.40	0.40	0.40	1.00	0.5/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}						
EVENTO EXREMO I	γ_P	γ_{EQ}	1.00				1.00				1.00					
EVENTO EXREMO II	γ_P	0.50	1.00				1.00					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	1.00	1.00/2.00	γ_{TG}	γ_{SE}						
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00				1.00	1.00/2.00								
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00				1.00	1.00/2.00	γ_{TG}	γ_{SE}						
FATIGA sólamete LL, IM, CE		0.75														

Cuadro 3.8: Factores De Carga y Combinaciones.

CAPÍTULO 3. PUENTE RETICULAR

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y auxiliares.	1.25	0.90
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo.	1.80	0.45
DW: Superficies de rodadura y accesorios.	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de tierra. +Activa +En reposo	1.50	0.90
	1.35	0.90
EV: Presión vertical de tierra. Estabilidad global. Estructuras de retención. Estructuras rígidas empotradas. Pórticos rígidos. Estructuras flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas. Alcantarillas metálicas.	1.35	N/A
	1.35	1.00
	1.30	0.90
	1.35	0.90
	1.95	0.90
	1.50	0.90
	1.50	0.75

Cuadro 3.9: Factores de carga para Cargas Permanentes, γ_P .

MATERIAL	PESOS ESPECIFICOS (Tn/m^3)
Asfalto	2.0
Concreto Ligero	1.74
Concreto Normal	2.4
Concreto Armado	2.5
Acero	7.85

Cuadro 3.10: Pesos Específicos de Materiales.

Capítulo 4

EVALUACIÓN SÍSMICA

4.1. INTRODUCCIÓN

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales. Es necesario efectuar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable de este fenómeno para poder planificar y mitigar los grandes efectos que trae consigo. Una forma de conocer el probable comportamiento sísmico de un lugar es mediante la evaluación del peligro sísmico en términos probabilísticos, es decir predecir las posibles aceleraciones que podrían ocurrir en un lugar determinado.

En las normas de diseño se especifican las cargas sísmicas, por lo que no es necesario realizar investigaciones detalladas de la actividad sísmica del área donde se construirán estructuras comunes. El coeficiente de diseño sísmico a ser usado en el diseño sísmico pseudo-estático se determina en base a la zona, condición del suelo e importancia de la estructura. Si la estructura es flexible, la carga sísmica se modifica tomando en cuenta su periodo fundamental. Sin embargo, cuando se planifican estructuras importantes, deben evaluarse sus capacidades de resistir terremotos en base a estudios detallados de peligro sísmico. Tales estructuras incluyen: grandes presas, puentes con luces grandes, túneles y centrales nucleares. También se necesitan estudios detallados para la evaluación del peligro sísmico en una zona grande por urbanizar.

El análisis de peligro sísmico se realiza aplicando la metodología desarrollada por Cornell (1968) en términos probabilísticos, metodología que fue modificada e implementada en el programa de cómputo RISK por McGuire (1976). Esta metodología integra información sismotectónica, parámetros sismológicos y leyes de atenuación regionales para los diferentes mecanismos de ruptura. El resultado es una curva de peligro sísmico, donde se relaciona la aceleración y su probabilidad anual de excedencia.

4.2. RASGOS TECTÓNICOS

Los principales rasgos tectónicos de la región occidental de Sudamérica, como son la Cordillera de los Andes y la Fosa Oceánica Perú-Chile, están relacionados con

la alta actividad sísmica y otros fenómenos telúricos de la región, como una consecuencia de la interacción de dos placas convergentes cuya resultante más saltante precisamente es el proceso orogénico contemporáneo constituido por los Andes. La teoría que postula esta relación es la Tectónica de Placas o Tectónica Global (Isacks et al, 1968). La idea básica de esta teoría es que la envoltura más superficial de la tierra sólida, llamada Litósfera (100 Km), está dividida en varias placas rígidas que crecen a lo largo de estrechas cadenas meso-oceánicas casi lineales; dichas placas son transportadas en otra envoltura menos rígida, la Astenósfera, y son comprimidas o destruidas en los límites compresionales de interacción, donde la corteza terrestre es comprimida en cadenas montañosas o donde existen fosas marinas (Berrocal et al, 1975). Los rasgos tectónicos superficiales más importantes en el área de estudio son:

- La Fosa Oceánica Perú-Chile.
- La Dorsal de Nazca.
- La porción hundida de la costa norte de la Península de Paracas, asociada con un zócalo continental más ancho.
- La Cadena de los Andes.
- Las unidades de deformación y sus intrusiones magmáticas asociadas.
- Sistemas regionales de fallas normales e inversas y de sobreescurrecimientos.

Los Sistemas de Fallas. Los diferentes sistemas de fallas que se distribuyen en el continente, se han formado como un efecto secundario de la colisión de la placa oceánica y la placa continental. Este proceso generó la presencia de plegamientos y fracturas en la corteza terrestre. Estos sistemas de fallas se localizan en el altiplano y en la región Subandina de Norte a Sur. Asimismo, estos sistemas se localizan en los pies de las Cordilleras o nevados (Cordillera de Huaytapallana, Cordillera Blanca, Cordillera de Vilcabamba) (James, 1978) y entre los límites de la Cordillera Occidental y la zona costera (Falla de Marcona, Huaypira, etc.).

La región de Ayacucho presenta las siguientes características:

Fallas de Razuwilcas. Este sistema es un conjunto de fallas que se encuentran localizadas entre Huanta y Pampa de la Quinoa en el departamento de Ayacucho. El buzamiento de esta falla es en dirección NE y alcanza una longitud de 100 km de largo aproximadamente.

4.3. SISMICIDAD

4.3.1. Sismicidad Histórica

Silgado (1978) realizó la más importante descripción ordenada de la historia sísmica del Perú. Desde el siglo XVI hasta el siglo XIX sólo se reportan los sismos sentidos en las ciudades principales, indicando que dicha actividad sísmica no es totalmente representativa, ya que pueden haber ocurrido sismos importantes en regiones

remotas, que no fueron reportados. Dorbath et al (1990) analizaron los grandes sismos históricos y obtuvieron cantidades estimadas de longitudes de ruptura en un diagrama espacio-tiempo de los grandes sismos históricos del Perú. Se muestra la existencia de tres zonas diferentes correspondientes a la segmentación de la placa de Nazca subducida en la placa Sudamericana. La actividad sísmica en el Norte y Centro del país es compleja debido a la irregularidad de las longitudes de ruptura, la zona Sur tiene un modelo sísmico simple y regular, ya que ha experimentado cuatro grandes sismos cuyo tiempo de recurrencia es del orden de un siglo; ésta es una zona de alto riesgo sísmico.

4.3.2. Sismicidad Instrumental

La información sismológica instrumental del Perú se encuentra recopilada en el Catálogo Sísmico del Proyecto SISRA (Sismicidad de la Región Andina, 1985), que tiene eventos desde el año de 1900. Este catálogo fue actualizado hasta 1990-I con los datos verificados por el ISC (International Seismological Centre). Para la elaboración de este catálogo se consideraron los registros cuya magnitud m_b es mayor ó igual a 4.0, ya que a partir de este valor los sismos adquieren importancia ingenieril. La información sismológica de 1990-II a 1991-II tiene carácter preliminar y ha sido recopilada del NEIC (National Earthquake Information Center) y del IGP (Instituto Geofísico del Perú).

Dentro de la metodología para el cálculo del peligro sísmico se considera que los eventos sísmicos presentan una distribución de Poisson, que se caracteriza por suponer independencia entre los tiempos de ocurrencia, ya que cada uno de los sismos se considera como un evento aislado e independiente. Por ello es necesario depurar del catálogo todas las réplicas y premonitores, quedando los sismos como eventos principales.

En el catálogo sísmico (1900,1990-I) depurado se cuenta con 4276 sismos. La estadística sísmica no es homogénea o íntegra; la mayor parte de los eventos ocurridos antes de 1960 no tienen reportada su magnitud. Sólo a partir de 1963 los datos instrumentales son más precisos, año en el cual la red de sismógrafos WWSSN (World Wide Standard Seismograph Network) estaba finalmente instalada.

El análisis de peligro sísmico se realiza en función de la magnitud. Las escalas de magnitud utilizadas son m_b y M_s , calculadas a partir de las ondas de cuerpo y de superficie respectivamente.

Se calculó la siguiente relación entre estas dos magnitudes, de manera que se pueda utilizar cualquiera de ellas para homogenizar la muestra de datos.

$$m_b = 3.30 + 0.40M_s$$

La distribución espacial de la actividad sísmica no es uniforme. Está principalmente concentrada en los bordes de los grandes bloques tectónicos, denominados placas tectónicas. La actividad sísmica en el Perú y áreas vecinas es el resultado de la interacción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, y el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino (Ocola, 1989).

La actividad sísmica en la zona Norte y Centro del país está distribuida en dos fajas sísmicas longitudinales a los Andes; una occidental a los Andes y exclusivamente producto de la subducción con hipocentros mayormente superficiales y algunos intermedios; y la otra, oriental a los Andes que involucra tanto a procesos de subducción (para hipocentros de profundidades intermedias, hasta 300 Km), como también a procesos secundarios, tal como la acción compresiva del escudo brasilero contra el cinturón andino. Estas dos fajas sísmicas se unen en la zona de transición sismotectónica (13°-14° Sur), para constituir una sola amplia faja sísmica en la región sismotectónica del Perú (Deza, 1990).

Existe una actividad sísmica superficial causada por el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino. Los sismos recientes e históricos de Ayacucho, Cusco, Urcos y norte del lago Titicaca, son manifestaciones de esta zona sísmica, muy superficial y destructiva (Ocola, 1989).

4.4. FUENTES SISMOGÉNICAS

La distribución espacial de la actividad sísmica y las características neotectónicas en el Perú, han permitido definir 20 fuentes sismogénicas con características sismotectónicas particulares. Se presentan estas fuentes como áreas, ya que no existen suficientes datos como para modelar las fallas como fuentes lineales.

El hecho que la actividad sísmica en el Perú es el resultado de la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca y el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino, nos permite agrupar a las fuentes en:

Fuentes de Subducción y Fuentes Continentales.

Las Fuentes de Subducción modelan la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca. Las Fuentes 1, 2, 3, 4 y 5 están ubicadas a lo largo de la costa y representan la sismicidad superficial en la zona de Benioff (0-70 Km). Las Fuentes 13, 14, 15, 16, 17, 18 y 19 representan la sismicidad intermedia (71 a 300 Km). La Fuente 20 representa la sismicidad profunda en la superficie de Benioff (500 a 700 Km). Las Fuentes Continentales 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12 están relacionadas con la actividad sísmica superficial andina. Las fuentes ubicadas en la zona Norte, frontera con el Ecuador y en el Sur, frontera con Chile, fueron definidas considerando las fuentes propuestas por Bonilla y Ruiz (1992) y Aiquel (1990), respectivamente. En la Figura 4.1 se muestra la ubicación de las Fuentes Continentales y Fuentes de Subducción Superficiales (0-70 Km), formando 2 fajas longitudinales a los Andes. En la Figura 4.2 están ubicadas las Fuentes de Subducción Intermedias (71-300 Km) y Profundas (500-700 Km).

4.5. PARÁMETROS SISMOLÓGICOS

Cada una de las fuentes sismogénicas tiene características propias definidas por sus parámetros sismológicos: magnitud mínima de homogeneidad ($M_{mín}$), pendiente de la distribución de Gutenberg-Richter (b), tasa media anual de actividad sísmica (m) y magnitud máxima ($M_{máx}$). Las escalas de magnitud más utilizadas son m_b y M_s . Dependiendo de la escala utilizada, los sismos muestran valores asintóticos a partir

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN SÍSMICA

de una cierta magnitud (Idriss, 1985). Para evitar este problema de saturación de la magnitud se utilizará la magnitud M definida como $M_{\max}(m_b, M_s)$. Para determinar la sismicidad de cada zona sismogénica se utiliza la expresión de Gutenberg y Richter:

$$\lg N = a - bM$$

Donde:

N = Número acumulativo de sismo de magnitud M o mayor por unidad de tiempo.
 a, b = Parámetros que dependen de la sismicidad de la zona.

La expresión anterior se puede escribir como:

$$N = 10^a e^{\beta M}$$

Donde:

$$\beta = b \ln 10$$

Para determinar los valores de a y b se utilizó el método de la máxima verosimilitud que ajusta la recta al valor medio de los datos sobre la magnitud mínima de homogeneidad, incluida la máxima magnitud observada, normalizando el aporte que hacen los sismos de diferentes magnitudes. Esto hace que el valor de b refleje de mejor forma las características de la región (Bonilla y Ruiz, 1992).

La tasa m es la tasa media anual de ocurrencia de eventos mayores o iguales que la magnitud mínima de homogeneidad. Para determinar la tasa m se utiliza una variación del diagrama de Gutenberg y Richter, que consiste en dibujar un número acumulativo de eventos mayores a una determinada magnitud versus el tiempo. De estos gráficos se puede determinar la magnitud mínima de homogeneidad (M_{\min}) y la tasa m . La magnitud mínima de homogeneidad corresponderá al gráfico cuyo diagrama acumulativo versus tiempo muestre un comportamiento lineal y monótonicamente creciente, mostrando que a partir de esa magnitud el catálogo es homogéneo y completo. La tasa m es la pendiente de la curva acumulativa de eventos mayores o iguales a M_{\min} versus el tiempo. M_{\max} es la magnitud máxima probable que puede ser liberada como energía sísmica (McGuire, 1976). Para determinar esta magnitud se utiliza el criterio de que el más grande evento que ha ocurrido en la fuente en el pasado, es el máximo sismo que se espera en el futuro.

En los Cuadros 4.1 y 4.2 se presentan los parámetros sismológicos de las veinte fuentes sismogénicas. Para determinar las profundidades representativas de los hipocentros en las zonas sismogénicas se realizó un análisis estadístico de cálculo de frecuencias de sismos versus profundidad.

Leyes de Atenuación

Se utilizaron dos leyes de atenuación de aceleraciones, la primera es la propuesta por Casaverde y Vargas (1980) y ha sido empleada para las fuentes asociadas al mecanismo de subducción. Esta ley está basada en los registros de acelerógrafos de las componentes horizontales de diez sismos peruanos registrados en Lima y alrededores.

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN SÍSMICA

$$A = 68.7e^{0.8M_s}(R + 25)^{-1.0}$$

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

$$A = 472x10^{0.28M_s}(R + 25)^{-1.3}$$

A= Aceleración en cm/s^2 .

M_s = Magnitud expresada en ondas de superficie.

R= Distancia hipocentral en Kms.

FUENTES	M_s				PROFUNDIDAD (Km)
	$M_{mín}$	$M_{máx}$	BETA	TASA	
F6	3.0	7.4	0.85	1.58	50
F7	3.0	7.4	0.98	0.20	40
F8	3.0	7.0	0.88	0.58	65
F9	3.0	7.5	0.95	0.90	60
F10	3.0	7.3	0.90	1.19	50
F11	3.0	7.1	0.95	7.69	45
F12	3.0	7.1	1.18	0.96	50

Cuadro 4.1: Parámetros Sismológicos de las Fuentes Continentales.

FUENTES	M_s				PROFUNDIDAD (Km)
	$M_{mín}$	$M_{máx}$	BETA	TASA	
F1	3.0	8.1	0.80	2.10	50
F2	3.0	7.9	1.35	2,13	40
F3	3.0	8.0	1.07	6.96	50
F4	3.0	8.2	1.55	3.63	50
F5	3.0	8.2	1.19	3.61	60
F13	3.0	6.9	1.12	1.05	100
F14	3.0	6.5	1.21	1.16	100
F15	3.0	7.2	0.94	1.85	100
F16	3.0	7.2	1.37	3.21	115
F17	3.0	7.5	1.58	5.94	120
F18	3.0	7.5	0.91	4.21	180
F19	3.0	7.0	1.30	2.45	150
F20	3.0	7.5	0.84	0.85	610

Cuadro 4.2: Parámetros Sismológicos de las Fuentes de Subducción.

4.6. EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado. En general, se hace extensivo el término intensidad a cualquier otra característica de un sismo, tal como su magnitud, la aceleración máxima, el valor espectral de la velocidad, el valor espectral del desplazamiento del suelo, el valor medio de la intensidad Mercalli Modificada u otro parámetro.

La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la Teoría de las Probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia. Aplicando esta teoría se puede demostrar que si la ocurrencia de un evento A depende de la ocurrencia de otros eventos: E1, E2, En, mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos; entonces, de acuerdo al teorema de la "Probabilidad Total" se tiene para la probabilidad de ocurrencia de A:

$$P(A) = \sum P(A/E_i)P(E_i)$$

Donde: $P(A/E_i)$ es la probabilidad condicional que A ocurra, dado que E_i ocurra.

La intensidad generalizada (I) de un sismo en un lugar fijado puede considerarse dependiente del tamaño del sismo (la magnitud o intensidad epicentral) y de la distancia al lugar de interés. Si el tamaño del sismo (S) y su localización (R) son considerados como variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de probabilidad, $f_S(s)$ y $f_R(r)$ respectivamente; entonces, el peligro sísmico definido por la probabilidad que la intensidad I sea igual o mayor que una intensidad dada, será: $P(I \geq i)$ y está dada por:

$$P(I \geq i) = \int \int P(I/(S, R))f_S(S)f_R(r)dsdr$$

Esta es la expresión que resume la teoría desarrollada por Cornell en 1968, para analizar el peligro sísmico. La evaluación de esta integral es efectuada por el programa de cómputo RISK desarrollado por McGuire (1976) en el cálculo del peligro sísmico.

Nivel de Confidencia

En el presente estudio de peligro sísmico, el nivel de excedencia ($RISK_t$) y probabilidad extrema se definen como la probabilidad que en un tiempo determinado (tiempo de vida útil) ocurra un sismo de intensidad igual o mayor a una intensidad dada. El nivel de excedencia se expresa de la manera siguiente:

$$RISK_t = 1 - e^{-t/Ry(a)}$$

Donde:

t= Tiempo de vida útil

$Ry(a)$ = Periodo de retorno promedio en años de un sismo de intensidad >a.

El nivel de confidencia se expresa como:

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN SÍSMICA

$$\text{Nivel de confianza} = 1 - RISK_t$$

Los movimientos de diseño que el ingeniero debe seleccionar están asociados a un nivel de excedencia suficientemente pequeño durante la vida útil de la edificación. La selección de los movimientos sísmicos dependen del tipo de obra.

Determinación del Peligro Sísmico.

Calculados los parámetros sismológicos de las fuentes (M_{min} , M_{max} , β , m), las profundidades representativas de los hipocentros de las fuentes y seleccionadas las leyes de atenuación, se calcularon las aceleraciones horizontales mediante el programa RISK en un punto determinado.

Coordenadas de las Fuentes.

Los datos requeridos para el programa RISK son el número de Fuentes y el número de subfuentes para cada fuente. Las coordenadas geográficas son conocidas, lo podemos encontrar en los trabajos del Dr. Ing. Jorge Hurtado.

FUENTES	COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
FUENTE 6	-77.50	+01.58	-76.92	+01.19
	-79.83	-01.65	-78.90	-02.53
	-79.96	-02.46	-78.97	-03.43
	-80.92	-02.96	-80.79	-03.44
FUENTE 7	-78.28	-08.20	-77.96	-08.07
	-77.21	-10.47	-76.83	-10.23
FUENTE 8	-75.84	-13.87	-74.76	-13.13
	-73.00	-16.53	-71.41	-14.67
FUENTE 9	-73.00	-16.53	-71.41	-14.67
	-69.71	-18.67	-68.12	-16.13
FUENTE 10	-76.92	+01.19	-76.50	+01.00
	-78.90	-02.53	-77.35	-02.40
	-79.10	-05.20	-77.00	-04.77
FUENTE 11	-79.10	-05.20	-75.10	-04.33
	-76.34	-10.67	-74.17	-09.33
	-74.76	-13.13	-72.48	-11.40
FUENTE 12	-74.76	-13.13	-72.48	-11.40
	-68.12	-16.13	-67.76	-13.80

Cuadro 4.3: Coordenadas de las Fuentes Continentales.

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN SÍSMICA

FUENTES	COORDENADAS GEOGRÁFICAS			
FUENTE 1	-80.29	+02.00	-78.32	+02.00
	-81.39	-00.97	-79.65	-01.21
	-81.52	-02.39	-80.19	-02.50
FUENTE 2	-82.00	-03.39	-80.17	-03.45
	-82.00	-06.83	-80.67	-05.42
	-81.17	-09.00	-79.27	-07.90
FUENTE 3	-81.17	-09.00	-79.27	-07.90
	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
FUENTE 4	-77.00	-14.80	-17.87	-13.87
	-74.16	-75.84	-73.00	-16.53
FUENTE 5	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53
	-71.85	-19.87	-69.21	-19.00
	-71.85	-22.00	-69.21	-22.00
FUENTE 13	-78.73	+02.00	-76.00	+01.82
	-81.00	-00.67	-79.59	-02.55
	-81.00	-03.07	-79.20	-03.07
FUENTE 14	-81.00	-03.07	-79.20	-03.07
	-81.93	-05.73	-78.60	-04.00
	-79.80	-08.13	-77.17	-06.53
FUENTE 15	-79.80	-08.13	-77.17	-06.53
	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46
FUENTE 16	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46
	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
FUENTE 17	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
	-70.86	-18.80	-68.93	-15.73
	-70.38	-22.00	-67.98	-22.00
FUENTE 18	-79.59	-02.55	-77.50	-00.73
	-78.60	-04.00	-75.51	-02.06
	-77.17	-06.53	-75.27	-05.33
FUENTE 19	-77.17	-06.53	-75.27	-05.33
	-73.86	-12.46	-72.03	-11.13
FUENTE 20	-72.31	-06.67	-71.00	-06.33
	-71.14	-11.30	-69.69	-10.93

Cuadro 4.4: Coordenadas de las Fuentes de Subducción.

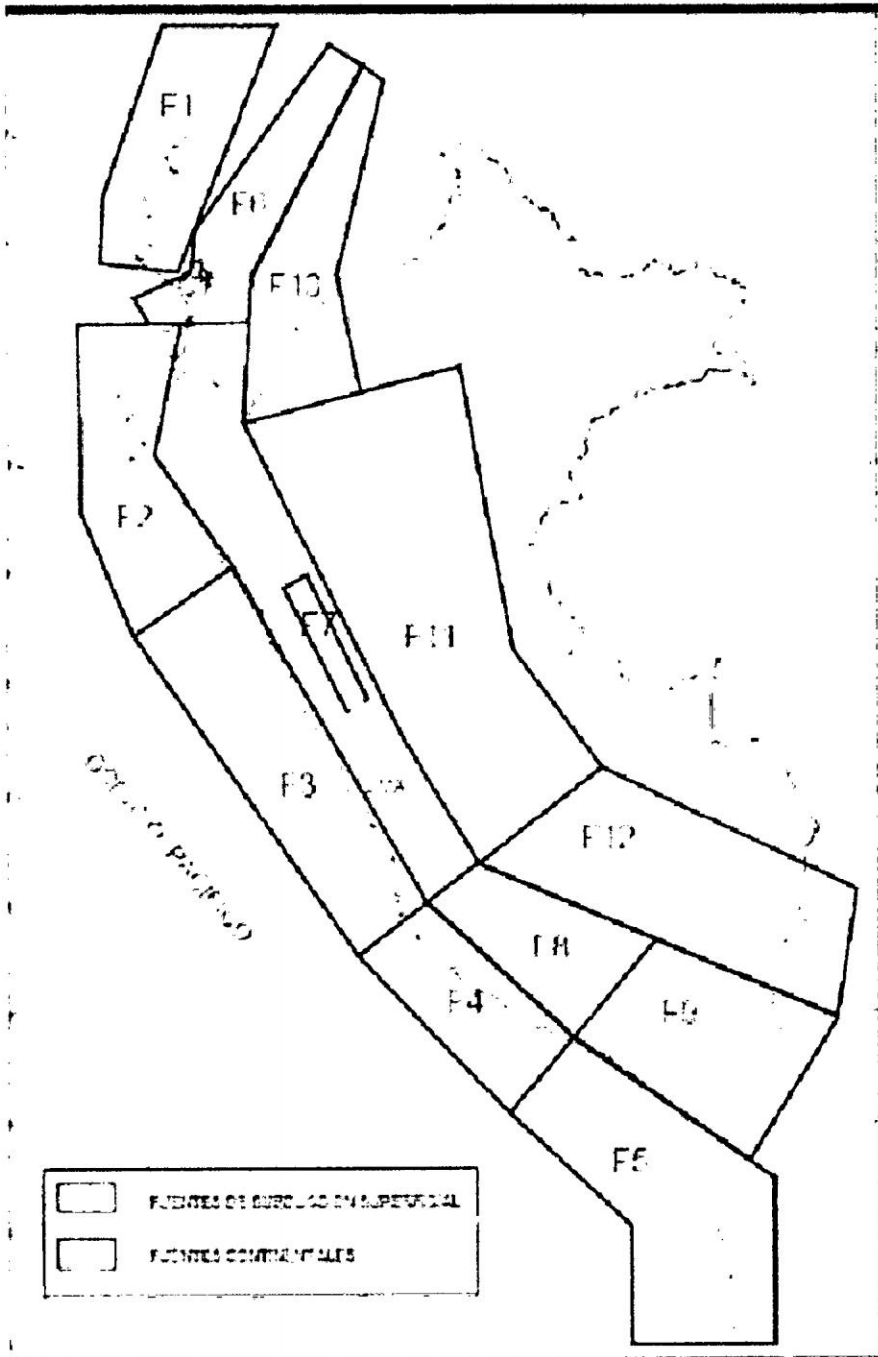


Figura 4.1: Fuentes Sismogénicas Superficiales.

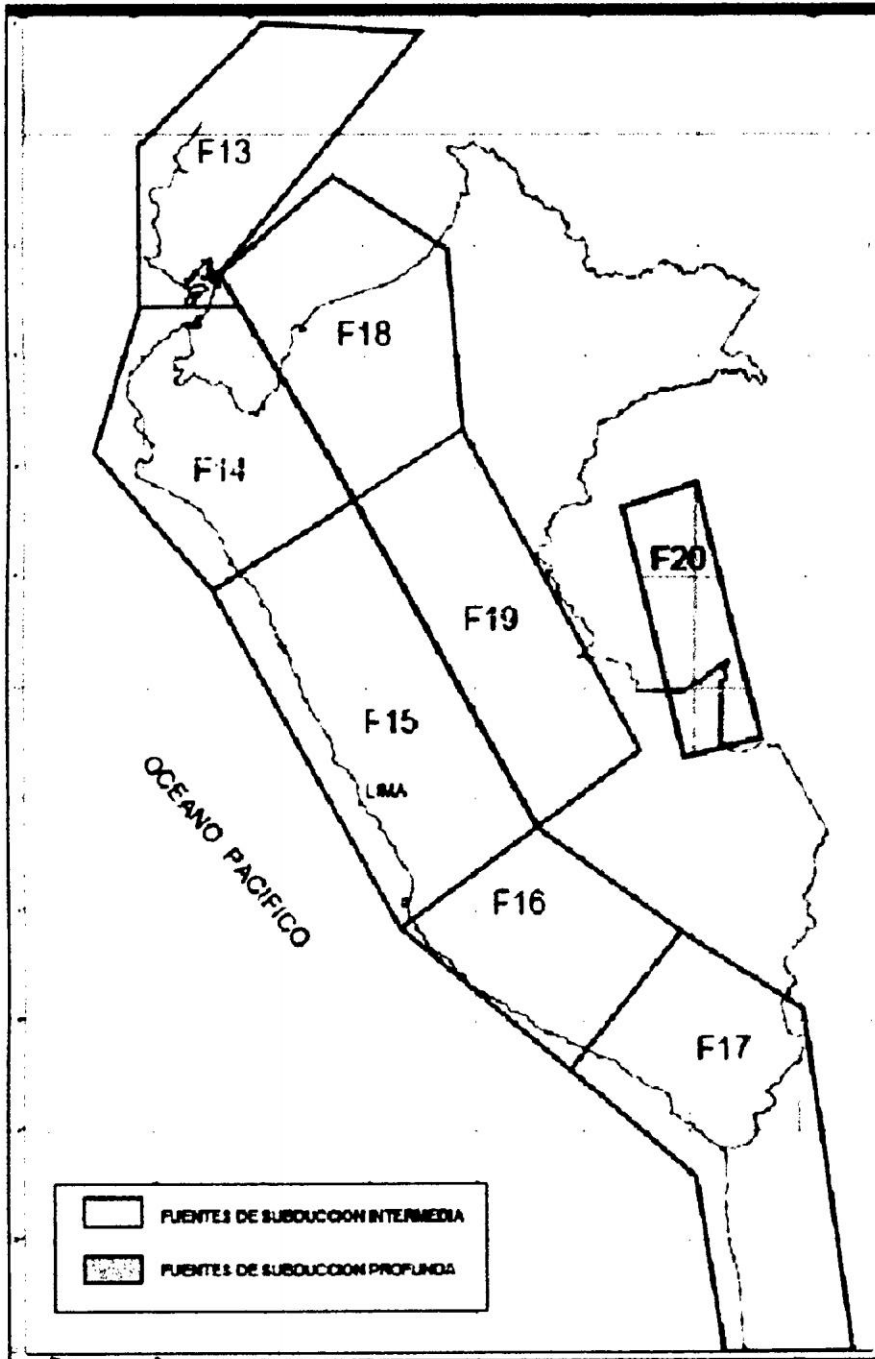


Figura 4.2: Fuentes Sismogénicas Intermedias y Profundas.

Capítulo 5

DISEÑO POR DESEMPEÑO

5.1. INTRODUCCIÓN

En los últimos 70 años, los conceptos de resistencia y desempeño se han considerado como sinónimos. Sin embargo, con las enseñanzas aprendidas de los sismos ocurridos durante los últimos 25 años, se ha generado un importante cambio sobre la concepción de que al incrementar la resistencia se aumenta la seguridad y se reduce el daño. Por lo tanto, algunos códigos de diseño sismorresistente han sido actualizados haciendo énfasis en cambiar la concepción de resistencia por desempeño (Priestley, 2000).

El diseño por desempeño es uno de los tipos de diseño por capacidad, donde se busca que la estructura tenga un desempeño adecuado, medido a partir de variables específicas, como por ejemplo desplazamientos.

Las recomendaciones del ATC-40 define claramente los objetivos de comportamiento sísmico, para lo cual relaciona los niveles de comportamiento con los niveles esperados de movimiento sísmicos. En el documento se definen tres niveles de comportamiento (operación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural) y tres niveles de amenaza sísmica.

5.2. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

Los principales procedimientos de análisis sísmico son los siguientes:

1. Análisis Estáticos Lineales (ALE) NORMA E.030
2. Análisis Dinámicos Lineales (ALD). Se usan dos tipos:
 - Tiempo Historia, cuando se usan registros de aceleración y las respuestas estructurales se conocen lo largo de toda la duración del evento sísmico.
 - Espectro de Respuesta, cuando se trabaja con los espectros obtenidos de los registros de aceleración, combinando los aportes de cada modo, a

fin de obtener un valor representativo de la respuesta en cada modo de vibración implican la necesidad de combinarlas adecuadamente.

3. Análisis Estáticos No Lineales (ANLE), más conocidas como Push - Over, por su nombre en inglés, cuya principal característica es la de usar sistemas equivalentes de un grado de libertad y que únicamente nos permiten apreciar respuestas globales de la estructura.
4. Análisis Dinámicos No Lineales (ANLD), cuando conociendo las propiedades de los materiales constitutivos de nuestra estructura y de los elementos de los sistemas estructurales, hacemos usos de registros de aceleración, en un cierto número de ellos, para predecir las respuestas de nuestro sistema, generalmente las basadas en desplazamientos. Las herramientas más conocidas, desde la óptica de la discretización, son:
 - Elementos Finitos, sumamente poderoso, pero consumidor de ingentes recursos de hardware, que lo hace prohibitivo en su uso en la mayoría de los casos, de tal modo que solamente ciertas instituciones tienen los equipos y el software capaces de manejar en forma aceptable los requerimientos que implican el modelar una estructura. Permite predecir respuestas de resistencia y desplazamiento al detalle.
 - Macro Elementos, que usando las curvas de esfuerzo-deformación y el método de las fibras por un lado e incorporando modelos histeréticos para diversos elementos (vigas, columnas, muros, rótulas, resortes, cables, etc.) por otro, permiten predecir de una forma no tan onerosa, la respuesta de nuestro sistema estructural. Ideal para respuestas de desplazamiento (rotaciones, curvaturas, deformaciones de entrepiso, etc.).

El rango de aplicación de los diversos tipos de análisis, superpuesto a una curva de capacidad, se muestra en la Figura 5.1, es interesante ver que los procedimientos dinámicos no lineales cubren toda la gama de respuestas estructurales.

- Análisis Lineal Estático.
- Análisis Dinámico Modal Espectral.
- Análisis Dinámico Modal Tiempo Historia.
- Análisis Dinámico Explícito Tiempo Historia.
- Análisis No Lineal Estático: Push Over.
- Análisis No Lineal Dinámico Tiempo Historia.

Los primeros 04 tipos de análisis no son adecuados para predecir el Daño, como lo son los 02 últimos.

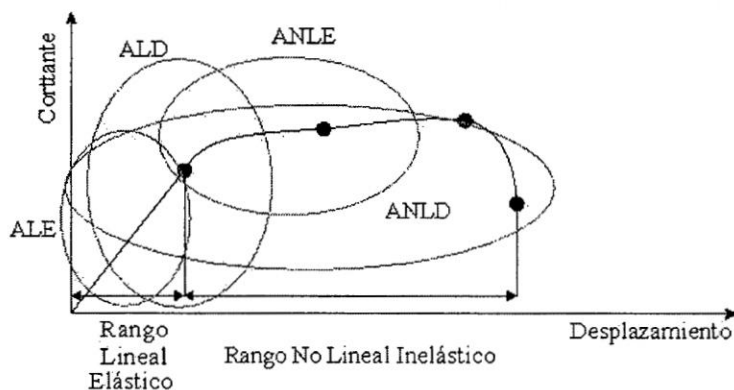


Figura 5.1: Curva de Capacidad y Tipo de Análisis.

5.3. RELACIONES MOMENTO-CURVATURA

Cuando se determina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura $M - \phi$, de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar esta cantidad con las demandas que se tienen en el diseño. Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de μ_ϕ para que la estructura disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momento y de esa manera trabajen todos los elementos de una forma adecuada. El diagrama $M - \phi$ es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del acero. Si se emplea el modelo elasto-plástico para el acero, los valores de μ_ϕ que se obtengan serán bajos. En cambio si se utiliza un modelo de acero que contemple endurecimiento post fluencia se encontrarán valores más altos de μ_ϕ y son más cercanos a la realidad.

Básicamente hay algunas formas de cálculo del diagrama momento curvatura pero todas ellas están basadas en los mismos principios que son: compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos.

La curvatura se calcula como la razón de la deformación del acero ϵ_s , sobre la distancia al eje neutro.

MODELADO DEL COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

El comportamiento de los aceros puede modelarse mediante el diagrama tensión-deformación de la Figura 5.2, que se conoce como comportamiento elastoplástico perfecto, o mediante el diagrama tensión-deformación de la Figura 5.3 en el que se considera el endurecimiento por deformación.

Ambos modelos de comportamiento suponen que los límites de proporcionalidad, elástico y de fluencia coinciden. El modelo elastoplástico perfecto supone que la tensión de fluencia del material se mantiene constante para cualquier deformación superior a la del límite elástico.

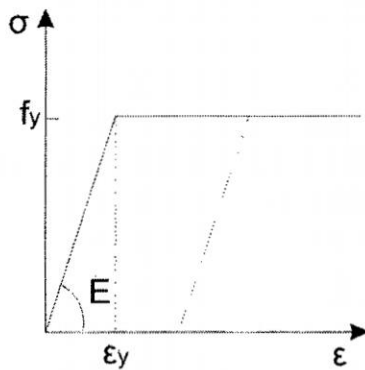


Figura 5.2: Modelo Elástico Perfectamente Plástico.

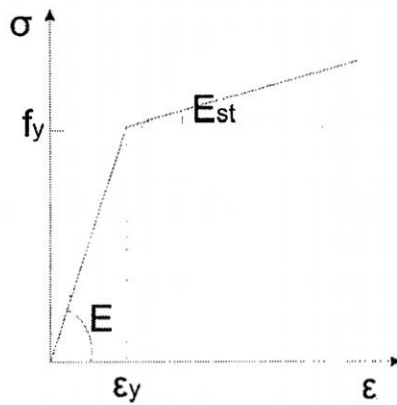


Figura 5.3: Modelo Elástico-Plástico con Endurecimiento por Deformación.

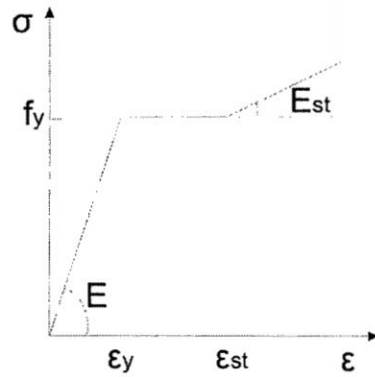


Figura 5.4: Modelo Trilineal.

Plastificación de la sección en flexión pura

En la Figura 5.5 se muestran una sección sometida a un momento flector según el eje y, y los diagramas planos de las distribuciones de deformaciones longitudinales y tensiones normales correspondientes. En ninguna de las fibras se ha alcanzado la deformación del límite elástico y en consecuencia las tensiones en cualquier punto de la sección están por debajo del límite elástico del material.

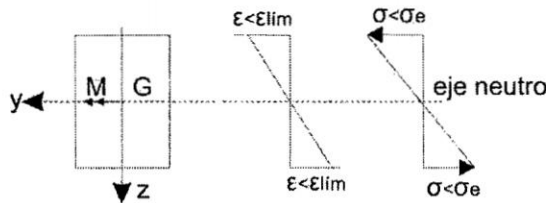


Figura 5.5: Diagramas de distribución de deformaciones y de tensiones en régimen elástico

Las distribuciones de tensiones y deformaciones son lineales, respondiendo a las ecuaciones

$$\sigma_x(y, z) = \frac{M}{I_y} z$$

$$\epsilon(z) = \frac{\sigma_x(y, z)}{E} = \frac{M}{EI_y} Z = \chi z$$

siendo E el módulo de elasticidad longitudinal y χ la curvatura de la sección. Considerando una rebanada diferencial de un elemento estructural, la curvatura χ de la sección es el ángulo que se inclina una cara de la rebanada respecto de la otra,

dividido por la distancia que las separa. Si se consideran dos secciones separadas una unidad de longitud, la curvatura es:

$$\chi_z = \frac{\epsilon(z)}{Z}$$

Si el momento flector se va incrementando, la tensión y la deformación en cada fibra de la sección aumentan. Habrá un valor de M para el que la deformación en las fibras extremas (las más tensionadas) coincida con la deformación en el límite elástico, ϵ_e , correspondiéndoles la tensión del límite elástico, σ_e . En la Figura 5.6 se muestran los diagramas planos de las distribuciones de deformaciones longitudinales y tensiones normales.

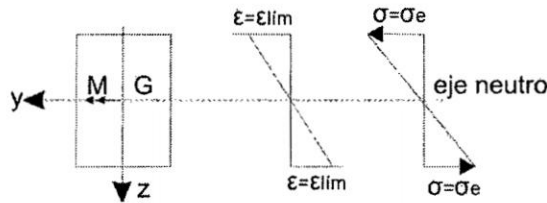


Figura 5.6: Diagramas de distribución de deformaciones y de tensiones en régimen elástico con las fibras extremas alcanzando el límite elástico

Si se sigue incrementando el momento flector, se llegará a un estado tal que las fibras extremas de la sección habrán superado la deformación correspondiente al límite elástico junto con parte de las contiguas, trabajando todas ellas a una misma tensión σ_e . En la Figura 5.7 se muestran los diagramas planos de las distribuciones de deformaciones longitudinales y tensiones normales correspondientes.

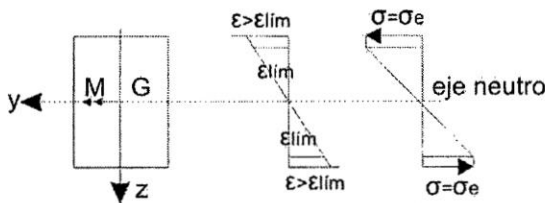


Figura 5.7: Diagramas de distribución de deformaciones y de tensiones en régimen elastoplástico

Si se sigue incrementando M , habrá una extensa zona de la sección donde todas las fibras superen la deformación correspondiente al límite elástico y por tanto trabajen a la tensión del límite elástico, como se muestra en la Figura 5.8.

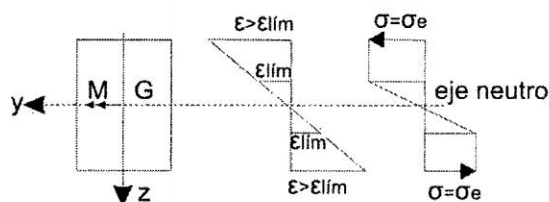


Figura 5.8: Diagramas de distribución de deformaciones y de tensiones en régimen elastoplástico. Gran parte de la sección plastificada

5.4. CURVA DE CAPACIDAD RESISTENTE

5.4.1. El Análisis No Lineal Estático

Es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura en lugar que un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado pero a la vez es bastante complejo. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la Técnica del Pushover para encontrar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas.

La técnica del Pushover consiste en llevar a una estructura ya diseñada de la cual se tiene armado, al colapso; esto se logra mediante colocación de cargas laterales incrementales, esta cargas se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse.

Con el objeto de conocer el verdadero Coeficiente de Seguridad de la Estructura es entonces muy importante conocer la Carga Límite o Carga de Rotura que produce el colapso de la estructura y el estado de sollicitaciones en ese instante, razón por la cual el Ingeniero debe estar familiarizado con los elementos básicos de los Métodos de Análisis Plástico.

El objetivo del análisis Pushover es evaluar la resistencia total, medida típicamente a través de la cortante basal y desplazamiento máximo así como la capacidad de ductibilidad de la estructura del puente.

El análisis pushover puede analizar la secuencia de los estados límite, formación de rótula plástica, y redistribución de fuerzas a lo largo de la estructura, con el incremento de las fuerzas laterales o demanda de desplazamiento.

Casos de Carga Pushover.

La carga lateral en el análisis Pushover es llevado a cabo en varias direcciones, incluidas la longitudinal, transversal y con un ángulo α respecto a la dirección principal o ejes del puente. El valor de los máximos desplazamientos ($\Delta_{máx}$) es calculado para cada dirección de análisis. Para puentes que son asimétricos con respecto al plano perpendicular a la aplicación de las cargas laterales, la carga laterales o los desplazamientos deben ser aplicadas en ambas direcciones positiva y negativa, y las máximas

fuerzas y deformaciones obtenidas de ambas direcciones se usarán en el diseño.

Verificación de la Curva de Pushover.

A la terminación de la fase de análisis, la curva Pushover se obtiene, donde la cortante basal total y la capacidad de desplazamiento del puente son determinados. Una rápida revisión de los valores de cortante basal debe de ser llevado a cabo para verificar los resultados del análisis Pushover, de acuerdo con el número y capacidad de las rótulas plásticas que se espera que se formen en cada dirección de carga, la capacidad de ductibilidad calculada.

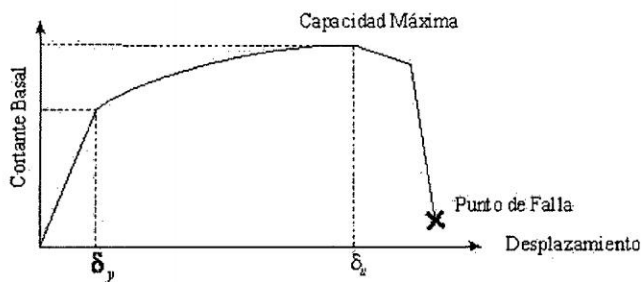


Figura 5.9: Curva Típica Pushover.

Valor Límite de Desplazamiento.

El análisis pushover de un puente es llevado a cabo como un método de control de desplazamiento a un valor de desplazamiento límite específico en un punto de referencia, tal como el nudo superior de una columna o el centro del tramo de la superestructura.

5.4.2. Rótulas Plásticas

Definir la relación de momento-rotación o momento-curvatura con la correspondiente longitud de rótula plástica en los parámetros de control de desplazamiento, para ambas direcciones de flexión (positivo y negativo), en donde la simetría puede ser usada para simplificar. La definición del comportamiento no lineal debe incluir los siguientes puntos, normalizado con respecto al punto de fluencia.

- A(Carga nula).
- B(Punto de fluencia).
- C(Capacidad Máxima).
- D(Resistencia Degradada).

- E(Punto de falla).

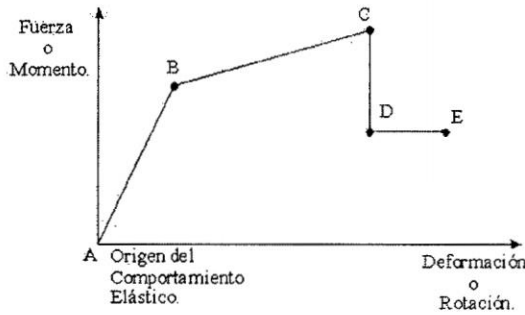


Figura 5.10: Relación de Fuerza-Desplazamiento o Momento-Rotación para la Rótula Plástica

Al multiplicar la Curva Momento-Rotación por la longitud de rótula plástica obtendremos la Curva Momento-Desplazamiento.

Se asume que la resistencia al corte es suficiente para garantizar que la rótula plástica será solamente Axial y Flexión.

A mayor grado de no-linealidad de la estructura, los ciclos de histéresis son más grandes, por lo que la disipación de energía es mayor. Si el grado de no linealidad de la estructura no es significativa, es esperable que no todas las rótulas incurrieren en rango no lineal, permaneciendo elásticas.

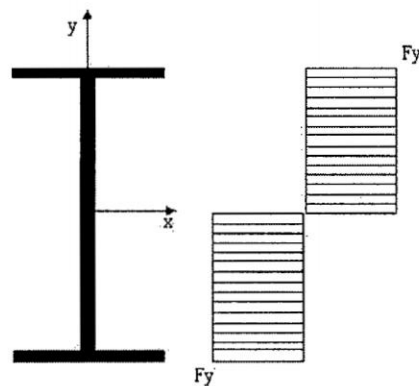


Figura 5.11: Sección en Régimen Plástico.

5.4.3. Amortiguamiento

El amortiguamiento es la disipación de energía mecánica que se traduce en el deterioro del movimiento en un sistema de vibración lineal o no lineal bajo fuerzas o

deformaciones impuestas. El material de amortiguamiento se refiere a la disipación de energía por deformación de un medio continuo, y la radiación de amortiguación es la atenuación de las amplitudes de vibración debido a la dispersión de onda sobre una gran área o volumen.

El amortiguamiento estructural en una estructura de puente puede por lo tanto ser definido como la energía de disipación en el sistema de puente reunido que incluye material de amortiguamiento en las componentes estructurales, comportamiento cíclico inelástico de los miembros, pérdida por fricción en las interfaces de contacto y conexiones, y amortiguamiento de la radiación en el soporte a los suelos y pilares. Para puentes Estándar ordinario, el efecto de amortiguamiento de la radiación puede ser obviado debido a la pequeña asimetría y tramos cortos.

El mecanismo más utilizado para representar la energía de disipación es el amortiguamiento viscoso, el cual asume la existencia de fuerza disipadora que son una función de la velocidad. Estas fuerzas equivalentes del amortiguamiento viscoso pretenden modelar la energía de disipación dentro del límite elástico lineal de un sistema estructural. Equivalentes relaciones de amortiguamiento viscoso en cada modo de vibración se construyen como representaciones matemáticas de mecanismos de disipación de energía real. Para la mayoría de los suelos y estructuras, sin embargo, la energía es disipada histeréticamente, que es, por fluencia o deformación plástica del material.

Determinación de las propiedades de amortiguación.

En un simple sistema lineal, las propiedades de vibración (periodos naturales), formas de modo, y la relación de amortiguamiento modal pueden ser determinadas por fuerzas armónicas o ensayos de vibración libre.

En grandes, complejas y estructuras fluidas tal como los puentes, esto no es práctico para determinar o verificar experimentalmente las propiedades de amortiguamiento. Por lo tanto, una estimación de los coeficientes de amortiguamiento modal que dan cuenta de todos los mecanismos de energía de disipación de la respuesta de un sistema de un puente no puede ser determinado con precisión, y valores típicos son usados sobre la base de mediciones o datos estimados de estructuras similares.

5.4.4. Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad

Existen varios criterios para encontrar el modelo bilineal de la curva de capacidad resistente con el que se determina el punto en el cual la estructura deja de trabajar en el rango elástico e inicia su trabajo en el rango no lineal. A este punto se denomina punto de fluencia de la estructura.

Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal

En este criterio se traza la tangente a la curva de capacidad resistente, en el rango elástico, luego se traza una horizontal en el punto de Cortante Basal V_u , como se muestra en la Figura 5.5; la intersección de estas dos rectas definen el desplazamiento límite entre el rango elástico e inelástico D_y .

Criterio de las Rigideces Tangentes

Corresponde al caso en que se trazan dos tangentes a la curva de capacidad resisten-

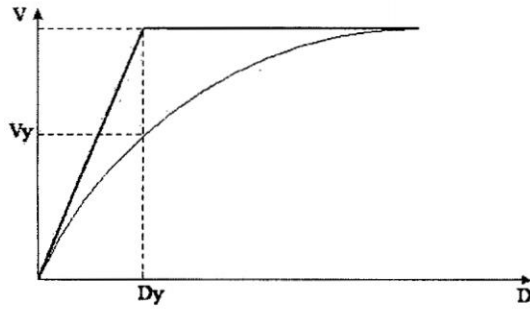


Figura 5.12: Criterio de la Rigidez Horizontal.

te, una en el rango elástico y otra en el punto de cortante V_u , el punto de intersección de las dos tangentes determina el punto de fluencia de la estructura.

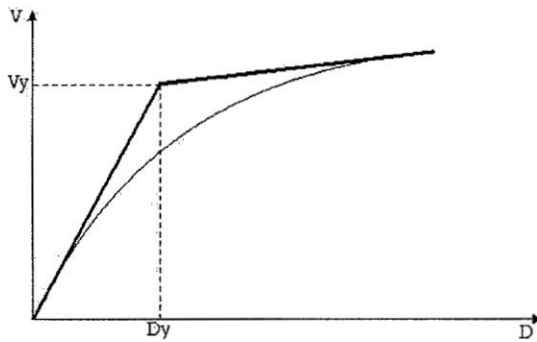


Figura 5.13: Criterio de las Rigideces Tangentes.

Criterio de las Áreas Iguales

Este criterio es más elaborado, con relación a los anteriores en el sentido de que se debe realizar más operaciones. El punto de fluencia se determina en forma iterativa hasta que el área exterior se considere aproximadamente igual al área interior.

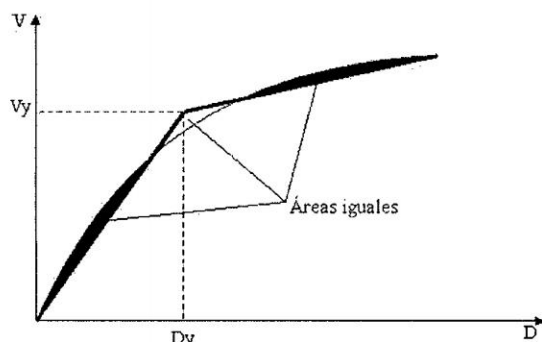


Figura 5.14: Criterio de las Áreas Iguales.

5.5. RESPUESTA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA

Existe dos metodologías para determinar la respuesta sísmica de la estructura, mediante el método del Espectro de Capacidad, y el método Tiempo-Historia, que a continuación desarrollamos:

5.5.1. Método del Espectro de Capacidad

Se aplica el Método del Espectro de Capacidad para encontrar el punto de demanda de una estructura. Se determina el punto de demanda para los espectros de riesgo sísmico recomendados por el ATC-40.

En el método del Espectro de Capacidad se coloca en un sólo gráfico el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda. El punto de cruce de los dos espectros determina el punto de demanda que no es otra cosa que aquel punto de desplazamiento lateral máximo en el sistema de un grado de libertad de la estructura. Pero este punto de demanda debe ser tal que la demanda de ductibilidad de la acción sísmica sea igual a la demanda de ductibilidad de la estructura. Para lograr esto se realiza un cálculo interactivo.

ESPECTRO DE DEMANDA

Los espectros de demanda, relacionan el desplazamiento espectral S_{de} , con la aceleración espectral S_{ae} . La ecuación que se utiliza para el cambio, en el rango elástico, es la siguiente:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

S_{ae} , S_{de} , corresponden al desplazamiento y aceleración espectral, para el rango elástico. Sean S_d y S_a , el desplazamiento y aceleración espectral para el rango inelástico y considerando que el espectro inelástico se obtiene dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R_u , de tal forma que:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$$

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Donde μ , es la demanda de ductibilidad.

ESPECTRO DE CAPACIDAD

Uno de los métodos que día a día va ganando espacio en el análisis sísmico de estructuras es, sin lugar a dudas, el Método del Espectro de Capacidad, que permite visualizar en un gráfico el probable comportamiento de la estructura. Para aplicar este método es necesario encontrar el espectro de capacidad de la estructura en el formato, desplazamiento-aceleración y el espectro de demanda del sismo en el mismo formato.

El espectro de capacidad de una estructura se obtiene a partir de las ecuaciones que gobiernan la dinámica de estructura pero trabajando con un sólo modo de vibración. Normalmente se considera el primer modo de vibración ya que se considera que este es el modo más dominante pero es importante tener muy claro que se puede encontrar el espectro de capacidad asociado a cualquier otro modo de vibración. Las ecuaciones con las cuales se pasa de la curva de capacidad resistente al espectro de capacidad son las siguientes:

$$S_{ij} = \frac{D_{ij}}{\gamma_1 \varphi_{t1}}$$

$$S_{a_j} = \frac{V_j}{\alpha_1 M_T}$$

Donde V_j es el cortante basal para el punto j de la curva de capacidad resistente, D_{ij} es el desplazamiento lateral máximo para el punto j , γ_1 es el factor de participación del modo 1, α_1 es el factor de participación del modo 1 en el cortante, M_T es la masa total de la estructura, φ_{t1} es el valor del modo de vibración asociado al desplazamiento lateral máximo, normalmente se obtiene los modos de tal manera que este valor es la unidad.

Se transforma la curva de capacidad a un espectro de capacidad para un amortiguamiento de 5 %.

Se calcula el amortiguamiento efectivo como:

$$\beta_{eff} = k\beta_o + 5$$

β_o : Es el amortiguamiento hysterético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente.

k: Factor que depende del comportamiento histerético del sistema, varía entre 0.33 y 1, y está caracterizado por tres tipos:

Tipo A representa un comportamiento histerético con lazos de histéresis estables y razonablemente llenos, mientras que el tipo C representa sistema con lazos de histéresis estrangulados y/o degradados; el Tipo B representa un comportamiento histerético intermedio entre los tipos A y C.

Una curva de histéresis no es más que el grado de deterioro en la relación de la deformación-carga aplicada en los materiales y para los elementos estructurales es la degradación de la rigidez en la ductibilidad de la disipación de energía sísmica. Recupera su longitud inicial al disminuir el esfuerzo, la curva de retorno no es recorrida en sentido contrario.

La falta de coincidencia de las curvas de incremento y disminución del esfuerzo se denomina histéresis elástica. Un comportamiento análogo se encuentra en las sustancias magnéticas

Puede demostrarse que el área encerrada por ambas curvas es proporcional a la energía disipada en el interior del material elástico. La gran histéresis elástica de algunas gomas las hace especialmente apropiadas para absorber las vibraciones.

Los modelos no degradantes más sencillos son los bilineales, con una rigidez segunda nula o positiva ('hardening'). Son empleados con bastante asiduidad para representar el comportamiento no lineal del acero en estructura metálicas.

5.5.2. Análisis Dinámico-Análisis Tiempo Historia

Debido a las limitaciones del Análisis Respuesta Espectral procedimiento aproximado de la respuesta dinámica no lineal de un complejo sistema de puente estructural de tres dimensiones, el análisis tiempo historia no lineal es mayormente recomendado en su lugar. El análisis no lineal tiempo historia representa la no linealidad o degradación de resistencia de los distintos elementos del puente. La carga en el análisis tiempo historia es el desplazamiento de los cimientos o aceleración del movimiento del terreno, no se aplica cargas externamente en los nudos o miembros de la estructura. Los desplazamientos de diseño no son establecidos mediante un desplazamiento objetivo, sino que se determinarán directamente a través de análisis dinámico usando registros de movimientos del terreno. Las fuerzas de inercia son producidas en la estructura cuando la estructura se deforma repentinamente debido al movimiento del terreno y fuerzas internas son producidos en los miembros estructurales.

Cada estructura de puente posee diferentes formas de modo y frecuencia predominantes, que son excitados en función de las características del movimiento del terreno y la intensidad. La respuesta del puente calculado es altamente sensible a las características de movimientos del terreno individual.

Para estructuras complejas de tres dimensiones como puentes curvos, la dirección del sismo que produce el máximo esfuerzo, en un miembro particular o en un punto específico, no es evidente. Para todo tipo de puente el análisis tiempo historia debe

por lo tanto ser llevarse a cabo usando varios movimientos sísmicos diferentes con ángulos de entrada diferente para asegurar que todos los modos son excitados y la dirección de sismo crítico es determinada, produciendo una respuesta pico y estimando con precisión la demanda sísmica de la estructura. Otro método es usando un mayor conjunto de registros de movimientos sísmicos del terreno de tres componentes en un ángulo de entrada.

Dado que los movimientos sísmicos pueden excitar las frecuencias altas de la estructura, dejando los modos altos del sistema del puente, debería introducir un error significativo en el resultado del análisis dinámico. El número de grado de libertad y el número de modos considerados en el análisis deberá ser suficiente para capturar por lo menos 90 % de masa de participación en las direcciones longitudinal y transversal.

La principal desventaja del método de análisis no lineal tiempo historia es el alto esfuerzo computacional y analítico requerido y la gran cantidad de información de salida que produce. Durante el análisis, la capacidad de la componente principal del puente es evaluada como función del tiempo, basada en un comportamiento no lineal determinado por los elementos y materiales. Esta evaluación es llevada a cabo para varios ingresos de movimientos del terreno aplicado en diferentes ángulos, y la respuesta de la estructura es registrada en cada paso del tiempo. A pesar de estos desafíos, la evaluación de la capacidad usando el método tiempo historia para cada paso del tiempo produce resultados superiores, ya que permite la redistribución de las fuerzas internas dentro de la estructura.

El reciente desarrollo de un hardware de computadora ha permitido reducir el tiempo requerido computacional y se hizo más práctico para ejecutar muchos análisis tiempo historia de las estructuras complejas de puentes. Adicionalmente, la demanda sísmica puede ser estimada a través de estimaciones estadísticas, usando los valores de la mediana y desviación estándar de los desplazamientos de puntos y las fuerzas de los elementos para determinar la respuesta pico esperada para la estructura.

Métodos de Solución

El método más general para la solución de la respuesta dinámica del sistema estructural es por integración directa numérica de las ecuaciones de equilibrio dinámico en un punto discreto en el tiempo. Este análisis se inicia en la condición estática sin perturbaciones de la estructura y se repite durante todo el tiempo de ingreso del movimiento del terreno con igual incremento del tiempo para obtener una completa respuesta estructural análisis tiempo historia bajo una excitación específica.

Existen un gran número de precisión, orden superior, métodos de múltiples pasos que han sido desarrollados para la solución numérica de las ecuaciones diferenciales. Sin embargo, en un sistema de puente real la ecuación diferencial de movimiento involucra desplazamientos, velocidad y aceleración que no son considerados como funciones buenas debido a la histéresis no lineal de la mayoría de materiales estructurales, fuerzas de fricción desarrollada entre superficies de contacto, y pandeo de elementos.

Por lo tanto, sólo métodos de pasos simples son recomendados para la solución de las ecuaciones de movimiento de estructuras de puentes.

Los métodos de solución paso por paso intentan satisfacer el equilibrio dinámico

en pasos de tiempo discreto y pueden requerir interacción, especialmente cuando el comportamiento no lineal es desarrollado en la estructura y la rigidez del sistema estructural complejo debe ser recalculado debido a la degradación de la resistencia y la redistribución de fuerzas. Diferentes técnicas numéricas se han estudiado por numerosos investigadores y son generalmente clasificadas ya sea como métodos de integración explícita o implícita. Consideraciones importantes para la selección apropiada del método de integración para una estructura en particular son la estabilidad y la precisión de los resultados.

Los métodos de integración directa explícita son muy rápidas, ya que no requieren iteración en cada intervalo del tiempo. Que permite ningún tipo de amortiguamiento y no linealidad en los modelos; sin embargo, ellos requieren intervalos de tiempo pequeños para obtener resultados estables y no producirán largos e innecesarios datos de salida. La integración directa implícita de la ecuación diferencial de movimiento requiere iteración en cada intervalo de tiempo para lograr equilibrio, y son computacionalmente demandantes, solución de grandes matrices dispersas. Ellos también no permiten ningún tipo de no linealidad en el modelo estructural, adicionalmente toleran grandes intervalos de tiempo debido a la estabilidad incondicional en los resultados usando parámetros determinados. Entre los métodos de integración implícitos están la familia de Newmark y método α de Hilber, Hugues y Taylor, recomendado para análisis tiempo historia de puentes.

La solución modal de la ecuación de movimiento también es posible para sistemas elásticos lineales y resulta en algunos casos en reducción de esfuerzo computacional y precisión en los resultados de análisis. Sin embargo, la solución por superposición modal debería no ser usada para el análisis de puentes con comportamiento no lineal que se espera que desarrollará la estructura. Un tipo de superposición modal para el análisis no lineal tiempo historia está disponible en el CSI Bridge (FNA). El FNA sólo toma en cuenta el comportamiento no lineal definido en elementos de apoyo/enlace, ignorando la no linealidad geométrica y del material, por lo tanto este tipo de análisis de estructura del puente no se recomienda.

MÉTODOS DE LA FAMILIA DE NEWMARK

El método de integración de la familia de Newmark de paso simple (Newmark 1959) ha sido comúnmente aplicado en el análisis dinámico de mucha de las estructuras prácticas de ingeniería bajo cargas sísmicas y de explosión. Adicionalmente, esto ha ido modificado y mejorado por muchos otros investigadores. Un mayor número de métodos de integración numéricos diferentes son posibles con sólo especificar diferentes parámetros para el método de Newmark.

MÉTODO HILBER, HUGHES Y TAYLOR (HHT)

También llamado método α , muy popular desde hace años en el contexto de la dinámica estructural. Este algoritmo tiene la ventaja de introducir un amortiguamiento numérico controlado manteniendo una convergencia cuadrática, lo que lo hace extraordinariamente robusto en la integración de sistemas de ecuaciones altamente no lineales.

La implementación de este método puede realizarse de varias formas. Una de ellas es mediante la formulación "clásica", tal y como aparece en el artículo original. Tam-

bién se encuentra referenciada con este formato en algunos programas comerciales, como ABAQUS.

Otra forma de implementar el método es obtenerlo como un caso particular de lo que algunos autores llaman método α generalizado.

El CSIBRIDGE nos permite usar el método de integración de formulación clásica que a continuación se muestra:

El equilibrio dinámico en el instante t_{n+1} se expresa como:

$$M\ddot{q}_{n+1} = (1 + \alpha_h)F_{n+1}^q - \alpha_h F_n^q = F_n + \alpha_h^t$$

Con las fórmulas de actualización:

$$\ddot{q}_{n+1} = \frac{1}{\gamma h}(\ddot{q}_{n+1} - \ddot{q}_n) - \frac{1 - \gamma}{\gamma} \ddot{q}_n$$

$$\dot{q}_{n+1} = \frac{\gamma}{\beta h} q_{n+1} - h\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\ddot{q}_n - \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)\dot{q}_n - \frac{\gamma}{\beta h} q_n$$

$$t_n + \alpha_h = t_{n+1} + \alpha_h(t_{n+1} - t_n)$$

Siendo:

q = Vector de coordenadas generalizadas.

M = Matriz de masa.

α_h = Parámetro de control de amortiguamiento.

h = Paso de tiempo.

F^t = Parte del vector de fuerzas que depende únicamente del tiempo.

F^q = Parte del vector de fuerzas que depende únicamente de las coordenadas generalizadas q y sus derivadas.

Puede demostrarse que para garantizar la estabilidad incondicional en régimen lineal, los parámetros $(\beta, \gamma, \alpha_h)$ deben verificar las relaciones:

$$\beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha_h)^2$$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha_h$$

Con $\alpha_h \in \left[-\frac{1}{3}, 0\right]$

Para el valor de $\alpha_h = 0$ se obtiene la regla trapezoidal, que conserva de forma exacta la energía en régimen lineal. Para $\alpha_h = -1/3$ se obtiene la máxima disipación numérica. Es corriente emplear como valor por defecto $\alpha_h = -0.05$ (como ocurre

por ejemplo en ABAQUS).

Un análisis tiempo historia no lineal de integración directa puede ser inicializado desde condiciones iniciales cero (estructura sin carga) o continuar de un análisis estático no lineal (Pushover) u otro análisis no lineal tiempo historia de integración directa. La no linealidad geométrica se toma como análisis de casos anteriores.

Para el análisis de estructuras de puentes sin daños, el análisis tiempo historia no lineal es llevado a cabo incluyendo sólo los efectos de cargas de gravedad.

Los resultados de la integración directa son extremadamente sensibles al tamaño de paso del tiempo, y por lo tanto el análisis debería ser repetido con la disminución de los pasos de tiempo hasta que converga.

Amortiguamiento

COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO (Amortiguamiento de Rayleigh): Esta matriz no puede ser fácilmente hallada ensamblando las matrices de amortiguamiento de los elementos finitos como es el caso de las matrices de rigidez, debido a su carácter experimental. Para salvar tal situación puede ser admitido el amortiguamiento de Rayleigh.

El amortiguamiento viscoso especificado es el amortiguamiento de Rayleigh, donde la matriz de rigidez $[C]$, es construida de la matriz de masas $[M]$ y la matriz de rigidez $[k]$:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Donde: α y β , son coeficientes especificados por el usuario.

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$\beta = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

- Se ha demostrado experimentalmente que el amortiguamiento es similar en casi todos los modos de vibrar de una estructura (Chopra, 1995), por lo que se puede suponer que dos modos cualquiera i y j tendrán asociados el mismo valor de ξ .
- Se recomienda elegir la primera frecuencia (ω_i) como la frecuencia fundamental de la estructura, mientras que la segunda frecuencia (ω_j) debe ser elegida de tal forma que los modos entre estas dos frecuencia tengan un amortiguamiento cercano al buscado y que los modos que tienen una participación importante en la respuesta global queden entre estos dos modos. Con este criterio de elección, los modos superiores de baja participación en la respuesta global de la estructura tienen menor influencia aún debido a su alto amortiguamiento asociado (Clough Penzien, Dynamics of Structures, 2003).
- La suma de las masas equivalentes sea al menos 90 % de la masa total.

5.6. NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimiento de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afecten el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado como parte de la ingeniería basada en desempeño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan en rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “Niveles de Amenaza Sísmica”. A continuación se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo a las recomendaciones del ATC-40.

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el ATC-40 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia.

El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada.

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
Servicio	72 años	50 % en 50 años
Diseño	475 años	10 % en 50 años
Extremo	970 años	5 % en 50 años

Cuadro 5.1: Movimientos Sísmicos de Diseño (ATC-40)

REGISTROS ACELEROGRÁFICOS

En un análisis tiempo historia no lineal, uno de los principales problemas consiste en la selección del tipo y el número de los registros de aceleración a usar. De acuerdo a la guía de diseño FEMA 273, se requiere tres registros de aceleración para tomar la respuesta estimada como la envolvente de las respuestas; otro caso es cuando se tienen más de seis registros y en esta situación se acepta como la demanda estimada al promedio de las demandas registradas. La NTE E-030, especifica que se requieren cinco registros, escalados al máximo valor esperado de la aceleración en el sitio, sin embargo no indica que respuesta tomar.

En el presente trabajo de investigación haremos uso de tres registros de aceleración horizontal que corresponden a los sismos producidos en nuestro país entre 2000 y 2012.

CAPÍTULO 5. DISEÑO POR DESEMPEÑO

COD	FECHA	DENOMINACIÓN	PGA (g)
RS-1	03/10/1974	LIMA NS	0.18
RS-2	23/06/2001	MOQUEGUA NS	0.22
RS-3	15/08/2007	PISCO NS	0.22

Cuadro 5.2: Registros Sísmicos

PGA: Aceleración Máxima del suelo.

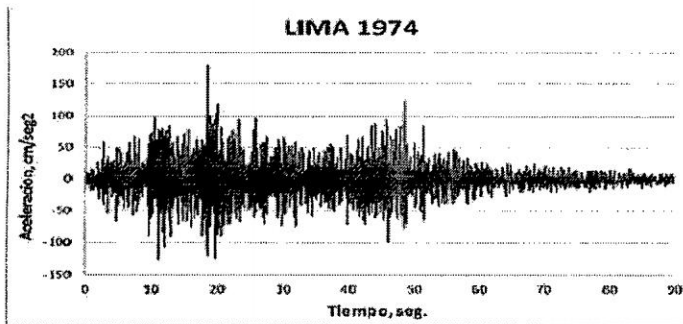


Figura 5.15: Acelerograma Lima NS

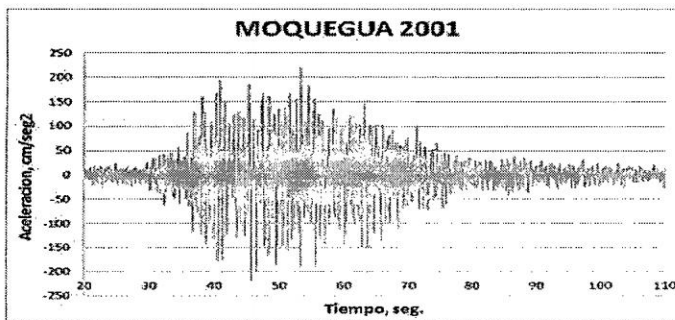


Figura 5.16: Acelerograma Moquegua NS

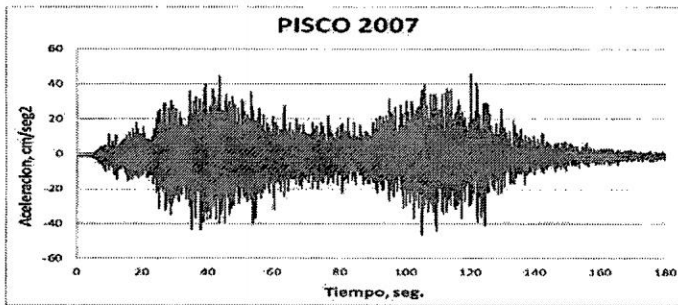


Figura 5.17: Acelerograma Pisco NS

Se normalizará estos registros a los valores de aceleración calculados en el Risk.

5.7. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Un objetivo de desempeño específica, el deseado nivel de comportamiento de una estructura para una o varias demandas sísmicas. El comportamiento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (expresado en la deformación del la rótula), para un nivel de demanda sísmica. Un objetivo de desempeño puede incluir varios niveles de comportamiento de la estructura para varios niveles demanda sísmica y entonces es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple.

5.7.1. Niveles de Desempeño Estructural

- **Ocupación Inmediata**
 Condición en la que ocurrió un daño estructural muy limitado. El riesgo de vida por falla estructural es insignificante. La estructura debe estar segura para una salida y entrada segura, así como para su ocupación.
- **Seguridad de Vida**
 Condición en la que ocurrió un daño estructural significativo, se descarta colapso parcial o total. El riesgo de vida por falla estructural es muy bajo. La estructura debe repararse para ser reocupada.
- **Estabilidad Estructural**
 Condición en la que ocurrió un daño estructural sustancial, en la que pone a la estructura a punto de experimentar colapso parcial o total.

5.7.2. Niveles de Desempeño No Estructural

- **Operacional(NP-A):** Es el estado de daño donde los elementos no estructurales y sistemas están generalmente en el mismo lugar y operativos. Aunque se

espera daño mínimo, toda maquinaria y equipamiento está en funcionamiento. Sin embargo, algunos servicios externos, pueden no estar disponibles debido a un significativo daño.

- Ocupación Inmediata (NP-B): Es el estado de daño en el que elementos no estructurales y sistemas están generalmente en su sitio, se espera daño menor, particularmente debido a daño en sus contenidos.
- Seguridad de Vida (NP-C): Este estado incluye daño considerable a componentes no estructurales y sistemas pero no incluye colapso o falla suficiente como para causar daño severo dentro o fuera de la estructura. Los sistemas no estructurales, equipamientos y maquinarias puede no funcionar sin reparación o reemplazo.
- Peligro Reducido (NP-D): Este estado incluye daño extensivo a componentes no estructurales y sistemas pero no incluye colapso o falla de grandes y considerables componentes que cause significativo perjuicio a las personas.
- No Considerado (NP-E): Este no es un nivel de desempeño, pero provee una designación para el caso común donde elementos no estructurales no son evaluados o son evaluados a menos que ellos tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural.

NIVELES DE COMPORTAMIENTO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL					
	SP-1 OCUPACIÓN INMEDIATA	SP-2 CONTROL DAÑO	SP-3 SEGURIDAD DE VIDA	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 NO CONSIDERADO
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B OCUPACION INMEDIATA	1-B OCUPACION INMEDIATA	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD DE VIDA	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD DE VIDA	4-C	5-C	6-C
NP-D PELIGRO REDUCIDO	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE

Cuadro 5.3: Niveles de Desempeño

NR: Combinaciones no recomendadas.

5.7.3. Nivel de Desempeño de la Estructura

Combinaciones de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural forman un nivel de desempeño de una estructura. Las posibles combinaciones se muestran en el Cuadro 5.3. Los cuatro más comúnmente referenciados niveles de desempeño de una estructura se describen a continuación.

- **Operacional (1-A):** Este es el nivel de desempeño relacionado a la funcionalidad. El daño a la estructura es limitado tal que la continuidad de ocupación no esta en cuestión y cualquier reparación requerido es menor y puede ser llevado a cabo sin significativa molestia para los ocupantes. Similarmente, el daño a sistemas no estructurales y contenidos relacionado a la funcionalidad es menor y no compromete el funcionamiento de la estructura.
- **Ocupación Inmediata (1-B):** Esto corresponde al criterio más amplio usado para servicios esenciales. Los espacios y sistemas de la estructura se esperan que estén razonablemente utilizables, pero la continuidad de todos los servicios, no esta necesariamente garantizado, Sus contenidos pueden estar dañados.
- **Seguridad de Vida (3-C):** Este nivel está proyectado a alcanzar un estado de daño que presente una baja probabilidad de amenaza a la seguridad de vida, a partir del daño estructural por falla de componentes no estructurales de la estructura. Los contenidos de mobiliarios, sin embargo, no son controlados, y crean peligros secundarios, tal como emisión de químicos o fuego.
- **Estabilidad Estructural (5-E):** Este estado de daño esta dirigido a partes principales de la estructura o sistemas que soportan la carga. La amenaza a la vida por peligro de falla externa o interna de componentes no estructurales o aún por daño estructural puede ocurrir.

5.7.4. Objetivo de Desempeño

Objetivo de desempeño se define seleccionando un nivel de desempeño de la estructura deseado para un nivel dado de sismo.

Objetivo para Estructuras Esenciales

Los puentes esenciales son aquellos que como mínimo deberán quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia de un sismo con las características de diseño, a fin de permitir el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa. El Objetivo para Estructuras Esenciales, mostrado en el Cuadro 5.4, es un nivel de objetivo de desempeño dual, definido como un comportamiento de la estructura que alcanza el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (1-B), para un Nivel de Sismo de Servicio y el Nivel de desempeño de Seguridad de Vida (3-C) para el Nivel de Sismo Máximo.

Movimiento de Suelo por sismo	Nivel de Comportamiento de la estructura			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
SISMO DE SERVICIO (SE)		SÍ		
SISMO DE DISEÑO (DE)				
SISMO MÁXIMO (ME)			SÍ	

Cuadro 5.4: Objetivo para una Estructura Esencial

5.7.5. Verificación del Desempeño

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si este valor está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño.

Según el ATC:

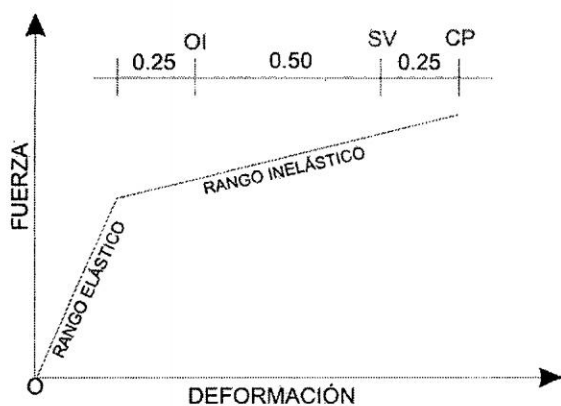


Figura 5.18: Verificación del Desempeño

Capítulo 6

APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE $L=80\text{Mts}$

6.1. UBICACIÓN DE PUENTE ARANHUAY

El puente se ubica en la Región Ayacucho, Provincia Huanta, Distrito de Santillana.

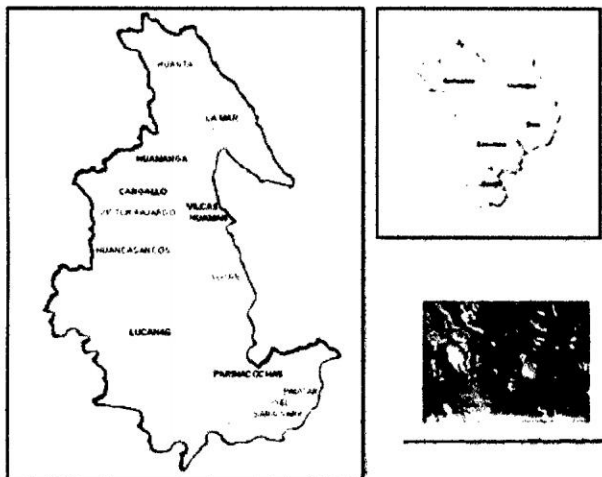


Figura 6.1: Ubicación Geográfica del Puente Aranhuary

6.2. CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA

La vía unirá dos carreteras de tercer orden o trocha carrozable, separadas por el Río Mantaro. La primera ubicada en la Provincia de Huanta, Distrito de Santillana, Centro Poblado Nuevo Progreso las características de la superficie de rodadura es suelo natural. La segunda por el lado de Huancavelica, también con superficie de rodadura de suelo natural.

Teniendo en cuenta estas características el puente que se diseñará será de una sola

vía, ya que su IMD es de bajo volumen e indefinido.

6.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

Ancho de calzada: 3600 mm

Altura de Losa: 250mm

Bombeo: 1.0 %

Ancho de Vereda: 675mm

Altura del Sardinell: 300mm

Capa de Asfalto: 50mm

Esfuerzo de Compresión: $280\text{kg}/\text{cm}^2$

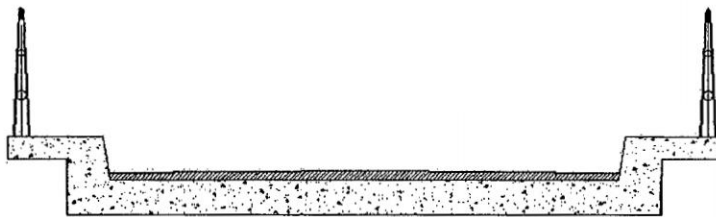


Figura 6.2: Losa de Concreto del Puente Aranhuy

6.4. GEOMETRÍA DE LA ARMADURA (CERCHA)

El tipo de cercha elegido es del tipo Warren con montantes intercalados, la altura de gálibo mínimo según recomendaciones es de 5.00m, se asumirá el valor de 5.35m, la longitud total del puente es de 80.00m , el espaciamiento entre los diafragmas tiene que ver con las características de la rigidez transversal del puente y para evitar el pandeo lateral de las vigas principales, se asumio $S=5.00\text{m}$, y finalmente las montantes espaciadas a 10.00m.

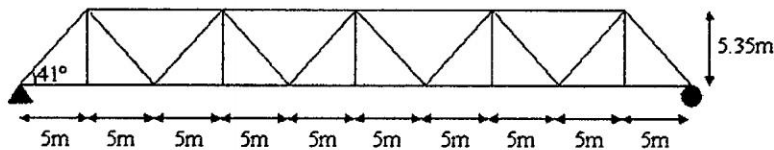


Figura 6.3: Dimensiones de la Cercha

6.5. MODELAMIENTO DEL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80Mts. EN CSIBRIDGE

6.5.1. Análisis Estático Lineal

El Bridge Wizard es un asistente, que nos guiará para realizar los pasos necesarios para crear el modelo de un puente.

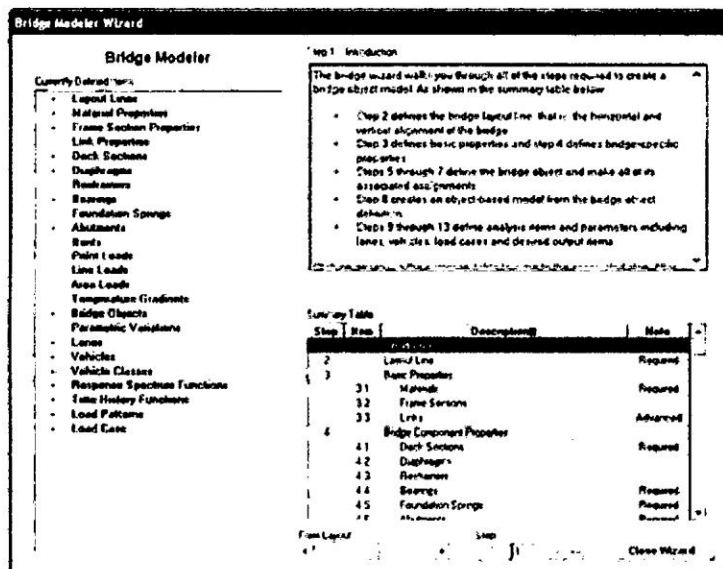


Figura 6.4: Bridge Model Wizard

Step 2: Layout Line

En el segundo paso se define el eje del puente su nombre, longitud, alineación horizontal y vertical. Todos estos datos a partir de un punto de origen o estación inicial.

La opción Quick Start permite al usuario definir rápidamente el eje del puente.

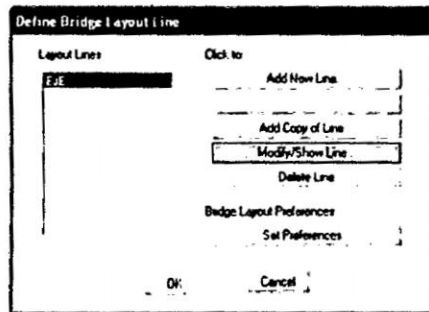


Figura 6.5: Definir el nombre del eje del puente.

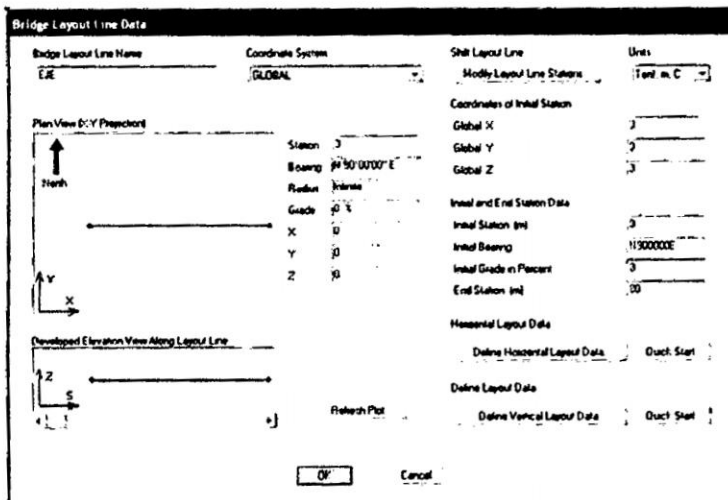


Figura 6.6: Longitud y orientación del eje del puente.

Step 3: Basic Properties

3.1 Materiales:

En el programa, las propiedades de los materiales pueden ser definidos al mismo tiempo en que son requeridos, o si el usuario prefiere, estas propiedades pueden ser predefinidas por el programa. Varias propiedades de materiales preestablecidas son automáticamente definidas cuando se crea el modelo por primer vez.

Basic Properties > Materials > Add New Material

Acero $f_y = 50$ ksi

Las siguientes propiedades son valores aproximados para todos los aceros:

Módulo de elasticidad: 29000 ksi

Relación de Poisson: 0.30

Coefficiente de expansión térmica: 6.5×10^{-6} in por grados Fahrenheit

Peso por unidad de volumen: 490 lb/ft³

Esfuerzo de fluencia: $F_y = 50$ ksi

Esfuerzo último de tensión: $F_u = 65$ ksi

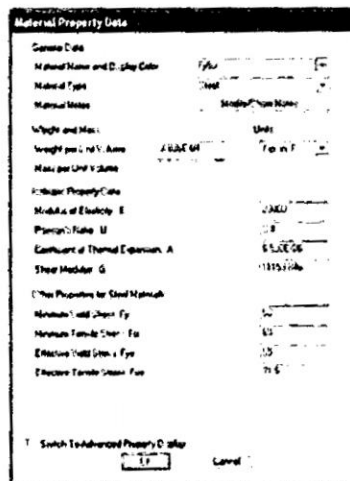


Figura 6.7: Propiedades del Acero grado 50.

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

Basic Properties > Materials > Add New Material

Densidad: $2500\text{kg}/\text{m}^3$

Módulo de elasticidad: $274161\text{kg}/\text{cm}^2$

Relación de Poisson: varía de 0.15 a 0.2

Coefficiente de expansión térmica: 9.9×10^{-6}

Esfuerzo de compresión del concreto: $f'_c = 280\text{kg}/\text{cm}^2$

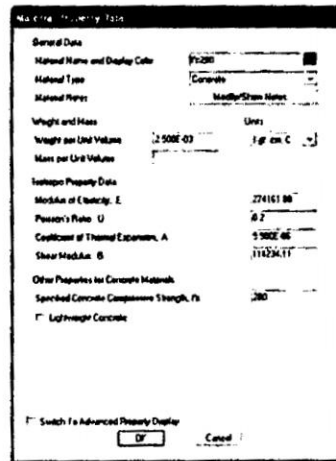


Figura 6.8: Propiedades del Concreto $f'_c = 280\text{kg}/\text{cm}^2$.

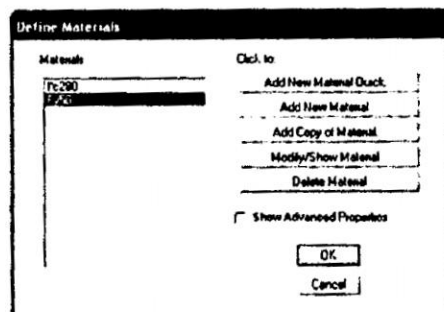


Figura 6.9: Materiales Definidos en el Modelo.

3.2 Secciones:

En el programa, las propiedades de las secciones pueden ser definidas al mismo tiempo que son requeridas, o si el usuario prefiere puede ser predefinida.

Definición de las secciones a utilizar:

Basic Properties > Frame Section > Add New Property

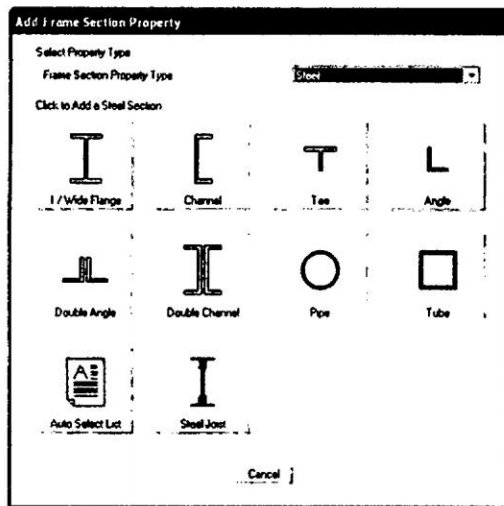


Figura 6.10: Secciones Disponibles en el CSIBRIDGE.

Para secciones que no se encuentran en la lista de secciones en Frame Section Property Type en la lista desplegable elegir Other.

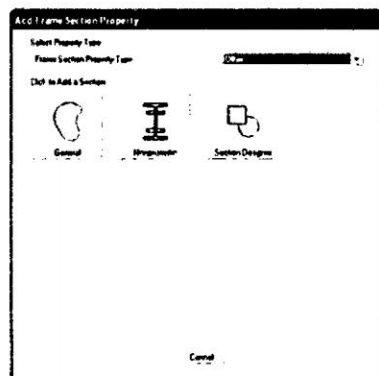


Figura 6.11: Secciones No Disponibles en el CSIBRIDGE.

Click Section Designer

Define/ Edit/Show Section> Section Designer

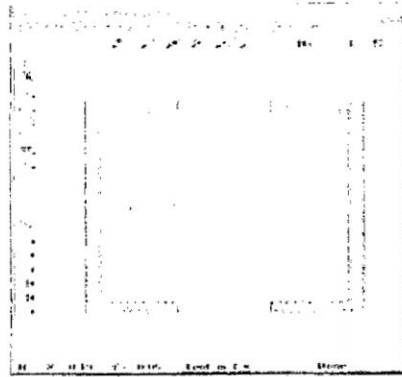


Figura 6.12: Brida Superior Modelado en el SD Section.

El siguiente paso es definir las secciones que se utilizará en el modelo del puente reticulado.

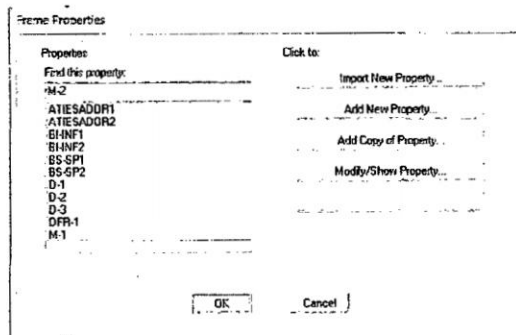


Figura 6.13: Secciones Definidas en el Modelo.

Step 4: Bridge Component Properties

Add New Section > Flat Slab

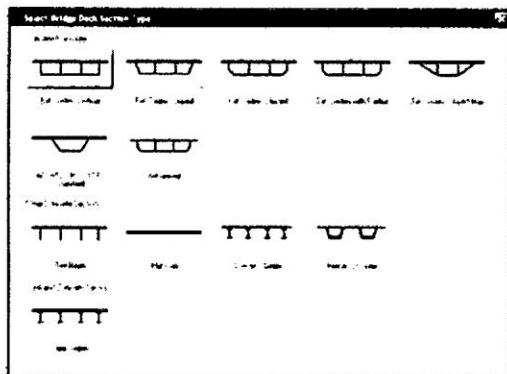


Figura 6.14: Secciones de Losa Disponibles CSI BRIDGE.

La sección para la losa del puente es del tipo "Flat Slab" de 25cm de espesor.

Bridge Component Properties > Deck Sections

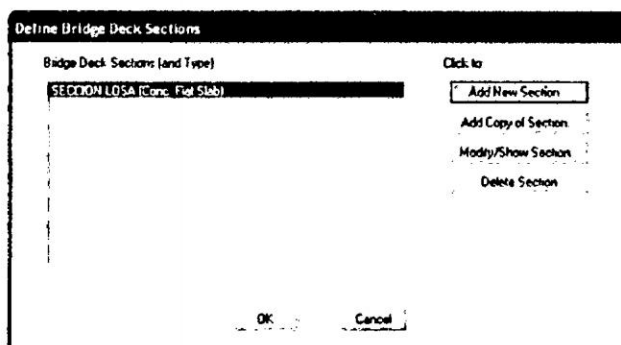


Figura 6.15: Sección de la Losa de Concreto $f'c = 280kg/cm^2$.

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

En la Figura 6.16 definimos las características geométricas y físicas de la losa de concreto del puente. El esfuerzo de compresión del concreto a usarse será de $280\text{kg}/\text{cm}^2$, el ancho de la losa es incluido el ancho de las veredas.

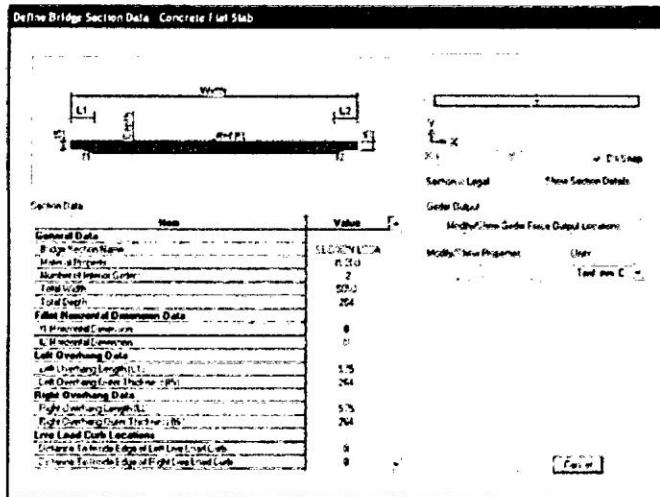


Figura 6.16: Dimensiones de la Losa de Concreto $f'c = 280\text{kg}/\text{cm}^2$.

Step 5: Bridge Object Definitions

En el quinto paso definimos el nombre del puente, el tipo de apoyo de la estructura, para nuestro caso el Puente Aranhuy es de un sólo tramo y el tipo de apoyo en sus extremos son móvil y fijo.

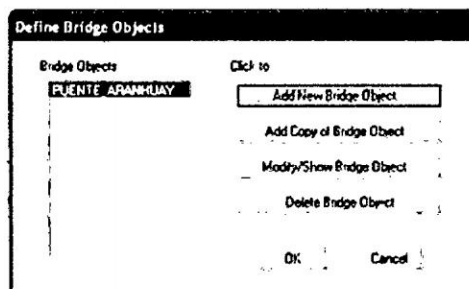


Figura 6.17: Definición del Puente Aranhuy.

En la Figura 6.18 podemos apreciar lo mencionado anteriormente, aparte de poder ver el eje y el ancho de vía del puente.

Bridge Object Definitions > Add New Bridge Object

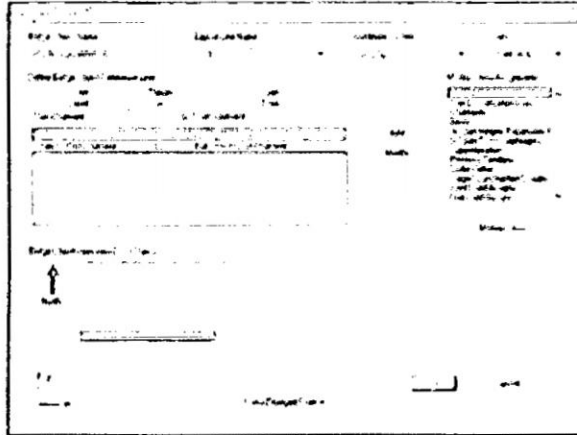


Figura 6.18: Definición de los Apoyos.

Step 7: Bridge Object Assignments

Bridge Object Assignments > Deck Sections

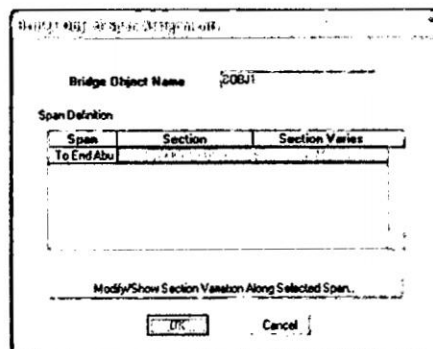


Figura 6.19: Definición de la Losa con Sección Constante.

La sección de losa es constante a lo largo de toda la longitud del puente. Por lo tanto en la casilla de la columna Section Varies aparece No.

Para verificar que no existe variación de las dimensiones de Click en el botón:

Modify/Show Section Variation Along Selected Span.

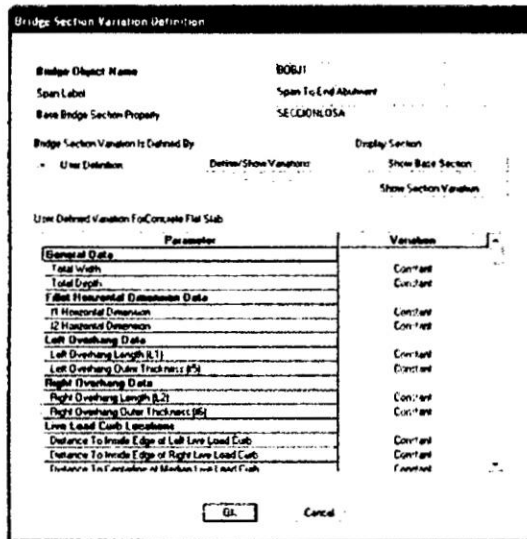


Figura 6.20: Parámetros de la Losa con Sección Constante.

STEP 8: Update Linked Model

Este comando actualiza los cambios realizados en el puente. También nos permite la discretización del modelo.

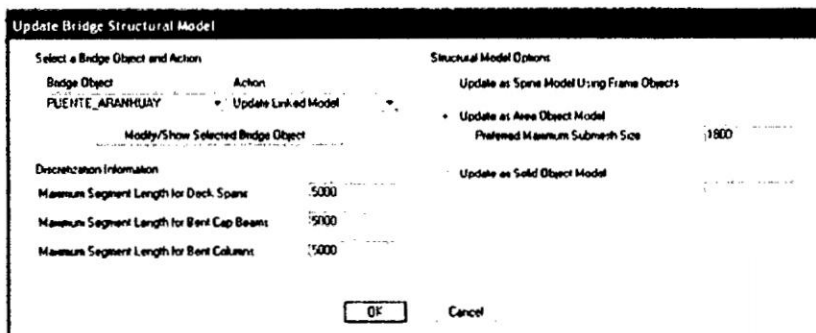


Figura 6.21: Discretización del Modelo.

STEP 9: Lane and Vehicle Definitions

Lane and Vehicle Definitions > Lanes

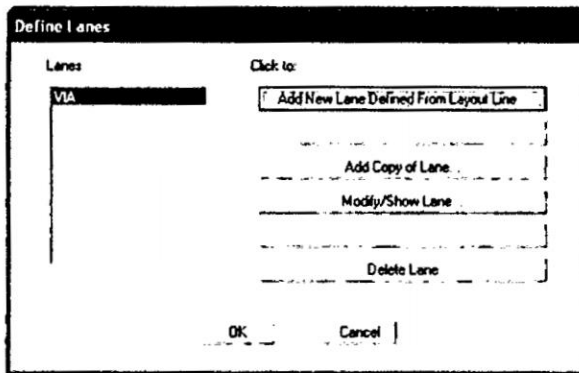


Figura 6.22: Definición de la Vía.

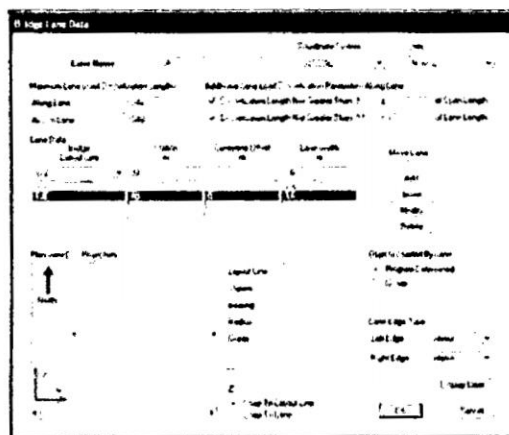


Figura 6.23: Ancho de la Vía.

El ancho de la vía es de 3.60m según el AASHTO-LRFD, en la Figura 6.23 podemos ver el eje y el ancho de vía determinado a partir de la estación inicial y la estación final.

Lane and Vehicle Definitions > Vehicles

Para puentes de un solo tramo se diseñará con dos tipos de vehículos el Tándem (M) y el Camión HL-93 Truck (K). Con un 33 % por efectos de impacto.

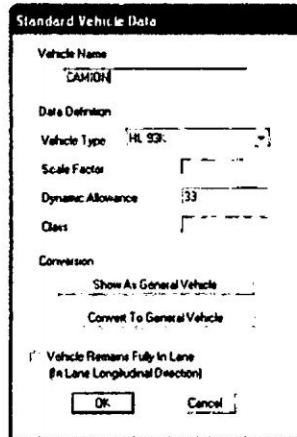


Figura 6.24: Camión de Diseño.

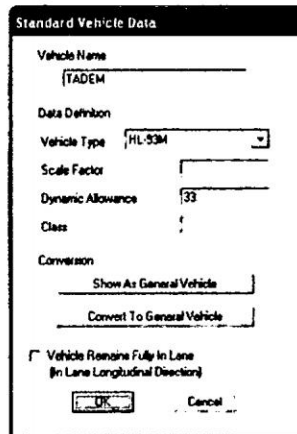


Figura 6.25: Tándem de Diseño.

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

Las clases de vehículos que se usarán para el diseño del puente serán según las recomendaciones del AASHTO-LRFD: el Camión y el Tándem de Diseño.

Lane and Vehicle Definitions > Vehicles Class

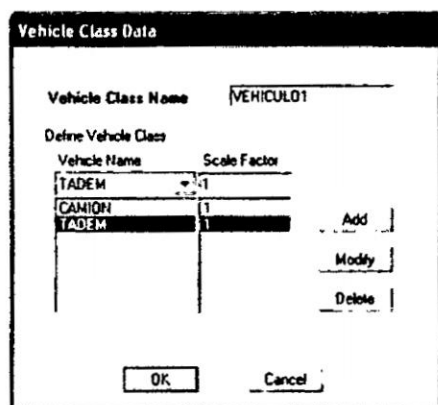


Figura 6.26: Clases de Vehículos de Diseño.

STEP 10: Function Definitions

Function Definitions > Response Spectrum Functions

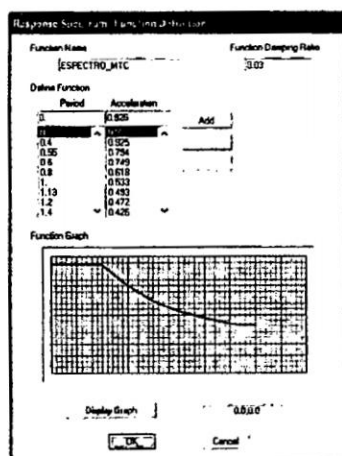


Figura 6.27: Espectro de Aceleración Según MTC.

STEP 11: Load Pattern Definitions

Load Pattern Definitions>

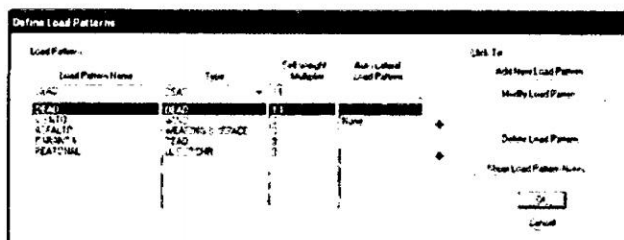


Figura 6.28: Definición de Cargas Patrón.

En la carga muerta se incrementa un porcentaje de 10% del peso de la estructura para considerar el peso de las conexiones.

STEP 12: Load Case Definitions

Carga Muerta de la Superficie de Rodadura DW (WEARING SURFACE)

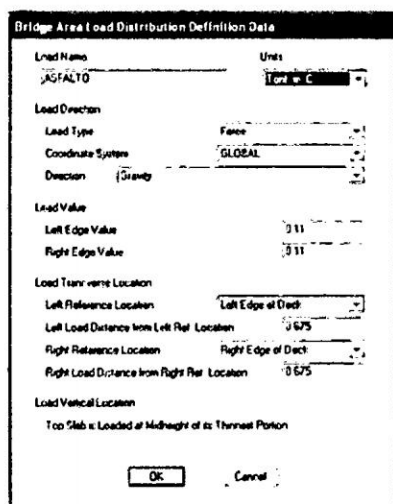


Figura 6.29: Definición de Carga Asfáltica.

Peso específico del asfalto = $2.2Tn/m^3$

Espesor de la carpeta asfáltica= 0.05 m

Carga asfáltica por unidad de área= $0.11Tn/m^2$

Carga Peatonal PL (LL SURCH)

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: PEATONAL DERECHA Unit: Ton/m²

Load Direction: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value:

Left Edge Value: 0.36

Right Edge Value: 0.36

Load Transverse Location:

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 4.375

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thickness Pattern

OK Cancel

Figura 6.30: Definición de Carga Peatonal Margen Derecho.

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: PEATONAL IZQUIERDA Unit: Ton/m²

Load Direction: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value:

Left Edge Value: 0.36

Right Edge Value: 0.36

Load Transverse Location:

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 4.375

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thickness Pattern

OK Cancel

Figura 6.31: Definición de Carga Peatonal Margen Izquierdo.

Estas cargas según la norma del MTC.

Carga peatonal por unidad de área = $0.36Tn/m^2$

La carga peatonal es una fuerza distribuida sobre la vereda derecha e izquierda, en sentido de la gravedad.

Bridge > Loads > Area Loads

Definidas las cargas distribuidas a las que estará sujeta la losa del puente, ahora debemos indicar la longitud sobre la cual actuará a lo largo de la losa, en nuestro caso es a lo largo de toda su longitud de 80 mts.

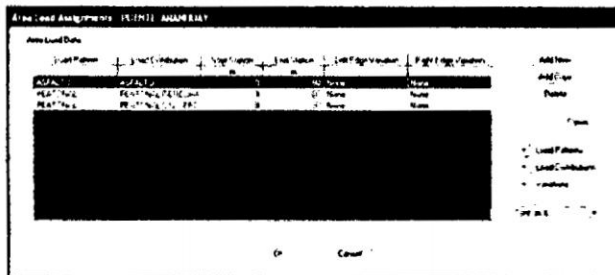


Figura 6.32: Carga Distribuida Sobre la Losa.

Carga Muerta y Accesorios: Barandas (DEAD)

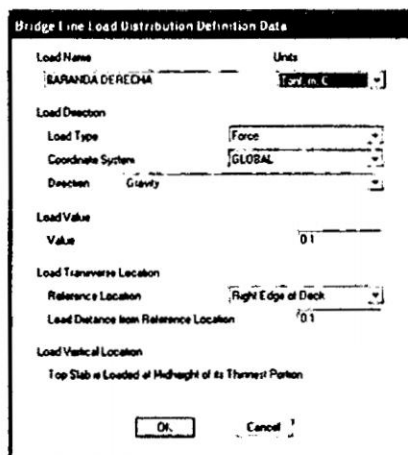


Figura 6.33: Definición de Carga Muerta de Baranda, Lado Derecho.

La carga de baranda es en dirección de la gravedad, es una fuerza lineal que actúa en el centro de gravedad de la baranda.

Carga Lineal de la baranda = $0.1Tn/m$

Definidas las cargas lineales a las que estará sujeta la losa del puente, ahora debemos indicar la longitud sobre la cual actuará a lo largo de la losa, en nuestro caso es a lo largo de toda su longitud de 80 mts.

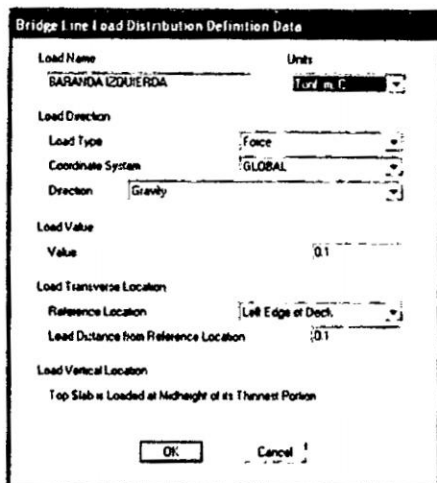


Figura 6.34: Definición de Carga Muerta de Baranda, Lado Izquierdo.

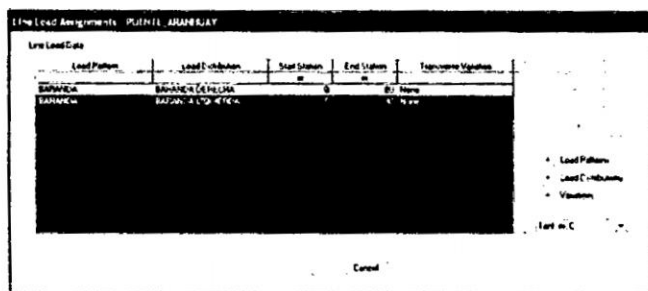


Figura 6.35: Distribución de la Carga Muerta por Baranda Sobre la Losa.

Efecto de Viento sobre la Estructura.

Las fuerzas de viento se calcularon según la norma del MTC. El lugar donde se ubica el puente Aranzhuay tiene las siguientes coordenadas:

Latitud: 12.72°

Longitud: 74.35°

En el Mapa Eólico del Perú que se muestra, podemos determinar las velocidades del viento a una distancia de 10m sobre el nivel del terreno, conociendo las coordenadas geográficas.

$$V_{10} = 55 \text{ Km/h}$$

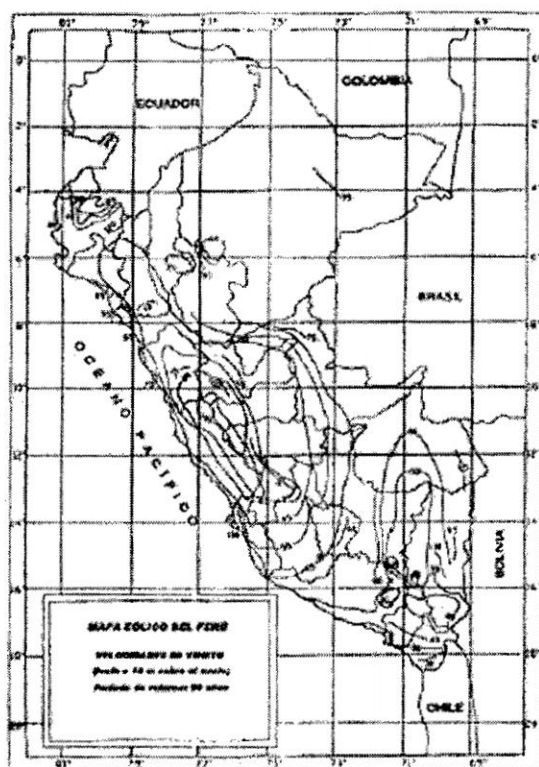


Figura 6.36: Mapa Eólico del Perú.

Pueblos Abiertos:

$$C = 0.330$$

$$Z_o = 0.070$$

Velocidad con respecto a la altura:

$$V_z = CV_{10}Ln(Z/Z_o)$$

Presiones básicas para Barlovento y Sotavento:

Componente estructural: Armaduras

$$\text{Presión Barlovento: } P_B = 1.5kN/m^2$$

$$\text{Presión Sotavento: } P_B = 0.75kN/m^2$$

$$P = P_B(V_z/100)^2$$

Load Case Definitions > Load Cases > Add New Load Case

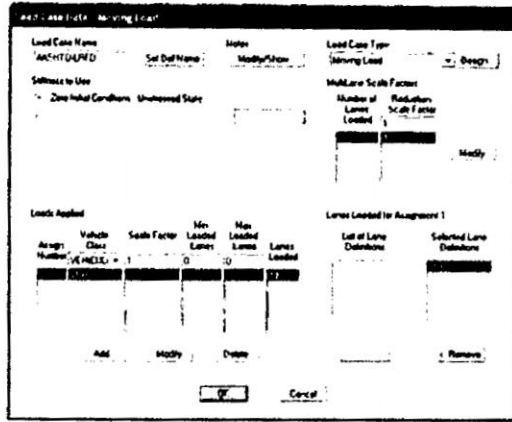


Figura 6.37: Definición de la Carga Móvil.

Definimos la carga móvil, como se trata de una vía según las especificaciones del AASHTO-LRFD, el factor de presencia múltiple toma el valor de 1.2 a partir de condiciones iniciales sin daño.

Finalmente definimos las cargas de Sismo, según la norma del MTC con una aceleración de diseño de 0.39g, obtenidos previamente del análisis de peligro sísmico.

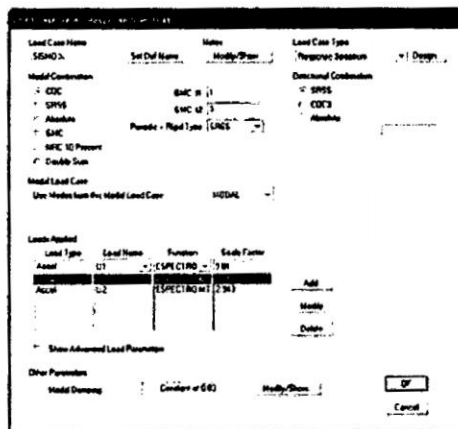


Figura 6.38: Definición de la Carga de Sismo en dirección X.

La norma de MTC nos da dos combinaciones para la acción sísmica:

- Sismo en dirección en "x" considerado 100% y sismo en la dirección en "y" considerado 30%.

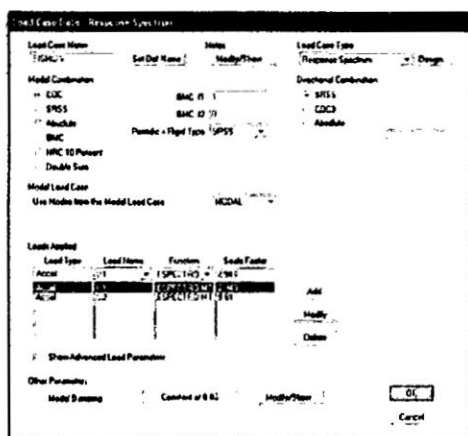


Figura 6.39: Definición de la Carga de Sismo en dirección Y.

- Sismo en dirección en “x” considerado 30% y sismo en la dirección en “y” considerado 100%.

Los casos de carga para el Análisis Estático Lineal se determinarán según las indicaciones del AASHTO-LRFD, la que podemos encontrar en el Capítulo III de la presente Tesis.

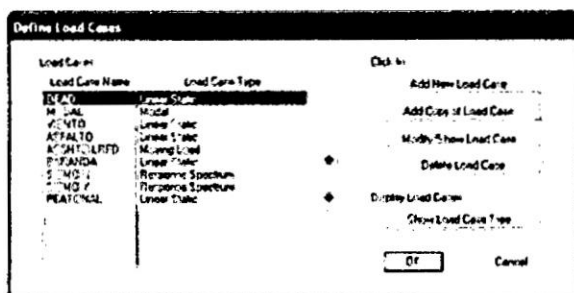


Figura 6.40: Casos de Carga para el Análisis.

STEP 13: Moving Load Case Results Saved

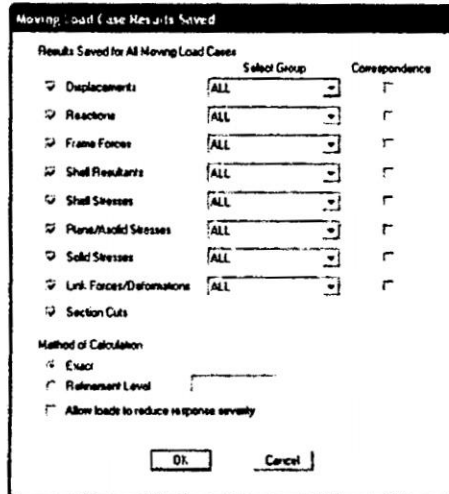


Figura 6.41: Resultados de la Carga Móvil.

Según la Figura 6.41 el usuario puede elegir el tipo de resultado que desee obtener.

MODELAMIENTO EN CSIBRIDGE

Después de realizado el modelamiento, podemos verlo en las vistas que se muestran a continuación. Vista Lateral, Vista en Planta Superior, Vista en Planta Inferior y Vista en 3D.

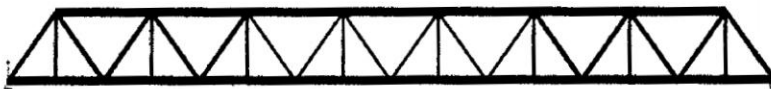


Figura 6.42: Vista Lateral.



Figura 6.43: Vista Planta Superior.



Figura 6.44: Vista Planta Inferior.

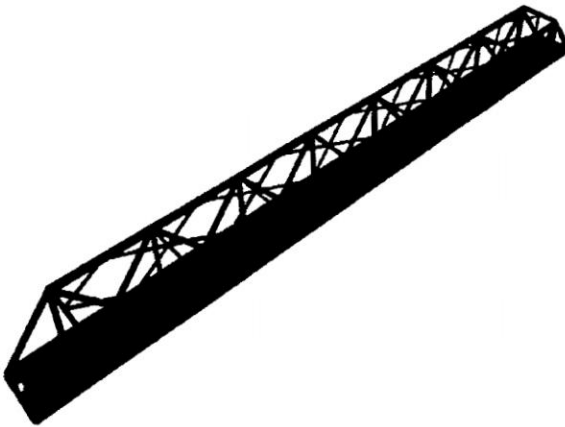


Figura 6.45: Vista en 3D.

6.5.2. Análisis Estático No Lineal

Para el Análisis Estático No Lineal-Pushover se siguió las recomendaciones del FEMA 356, para el modelamiento de las rótulas plásticas.

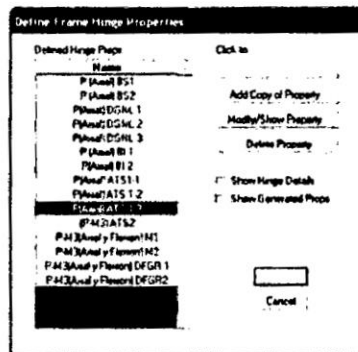


Figura 6.46: Rótulas Plásticas Según FEMA-356.

Las rótulas plásticas se modelaron teniendo en cuenta las propiedades del acero A50, el punto de fluencia, punto de endurecimiento, capacidad última y punto de colapso.

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

De la Figura 6.47 podemos ver varios casos para el análisis Pushover comenzando con la dirección de fuerzas incrementales en tres diferentes direcciones ortogonales: "X", "Y" y "Z". El análisis Pushover puede comenzar de condiciones iniciales iguales a cero o a partir de una estado de carga no lineal. Para la aplicación del análisis es necesario realizar el análisis modal previamente, ya que este tomará el modo fundamental como la deformación característica de la estructura.

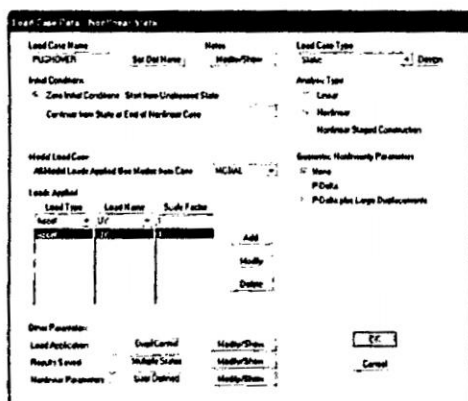


Figura 6.47: Caso de Análisis Pushover.

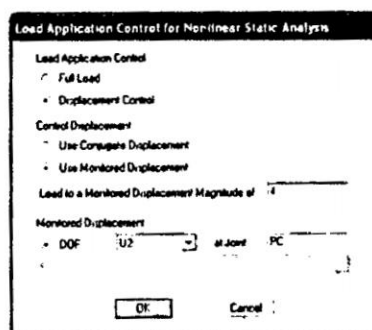


Figura 6.48: Punto de Control para la Curva de Capacidad.

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

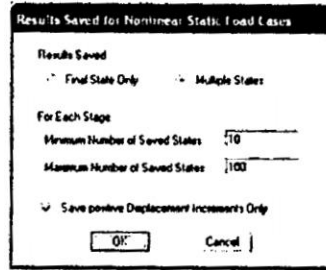


Figura 6.49: Datos Guardados.

Para el Análisis Estático No Lineal es necesario definir dos variables una dinámica y otra cinemática. La variable cinemática viene hacer el desplazamiento en el centro de luz de la estructura. Es decir la curva de Pushover es la gráfica del desplazamiento del centro de luz versus la reacción en la base; desde condiciones iniciales iguales a cero hasta que la estructura llegue al colapso.

El análisis Pushover se realiza en múltiples pasos, ya que la fuerza se incrementa formando las rótulas plásticas hasta el colapso.

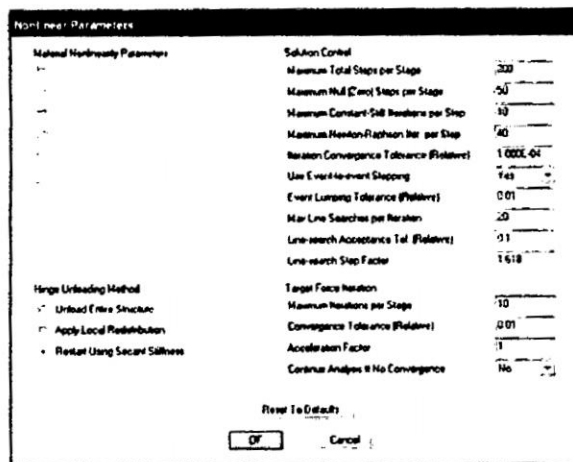


Figura 6.50: Parámetros de Integración.

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

Para la solución de la ecuación de movimiento se usará el método de integración directa, para tal caso es necesario definir ciertos parámetros de integración los cuales los podemos ver en la Figura 6.50.

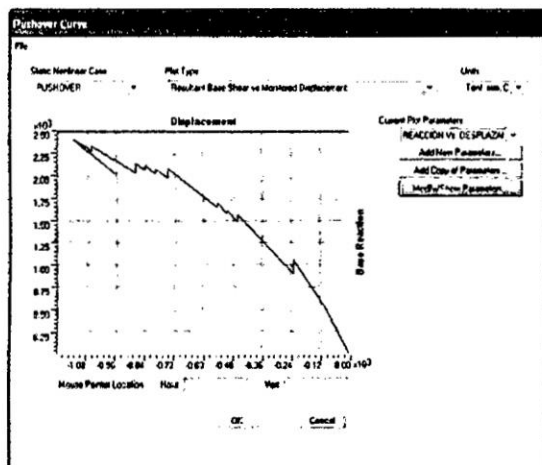


Figura 6.51: Curva de Capacidad Resistente.

El modelo bilineal se obtuvo mediante el método de igualdad de áreas, el cual es el más elaborado. El desplazamiento que limita el rango elástico del inelástico es $d_y = 457mm$ y el desplazamiento en la cual la estructura colapsaría es de $d_{máx} = 1137mm$.

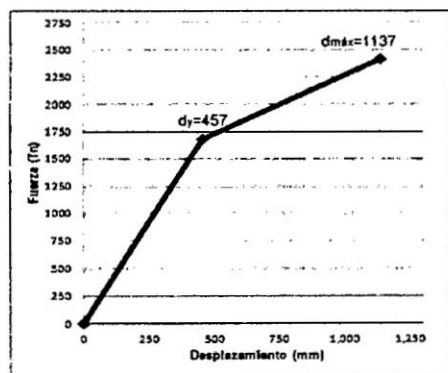


Figura 6.52: Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad $d_y = 457.mm$, $d_{máx} = 1137mm$.

6.6. DISEÑO POR DESEMPEÑO

El diseño por desempeño se realizará según las recomendaciones del ATC-40. Los registros acelerográficos que se muestran a continuación fueron obtenidos de la base de datos de la página del Instituto Geofísico del Perú.

“En la región central del Perú, donde se encuentra Lima, el último gran sismo se produjo en octubre de 1974; ahora, la idea es que cuanto más tiempo pasa desde esa fecha, la probabilidad que ocurra un sismo igual o mayor se incrementa y si eso ocurre también habrá un tsunami”, dijo a la agencia Andina.

Tavera explicó que para descartar en Lima un sismo con características destructivas como el del 3 de octubre de 1974 (cuando se produjo un terremoto de 7.5 grados de magnitud) tendrían que ocurrir por lo menos 30 sismos de seis grados de magnitud.

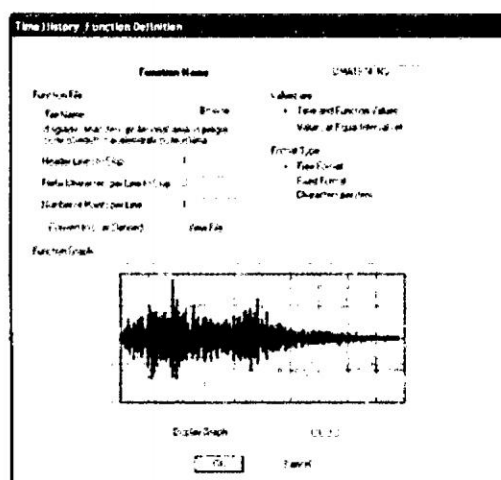


Figura 6.53: Componente NS LIMA 1974.

El 15 de Agosto de 2007 a horas 18 y 40 minutos (hora local), la zona sur de la región central de Perú fue afectada por un terremoto de magnitud 7.0ML (Richter) que en algunos segundos produjo muerte y destrucción en las ciudades de Pisco, Ica y Chincha en donde se evaluaron intensidades máximas de VII-VIII en la escala de Mercalli Modificada (MM).

El terremoto produjo intensidades de V(MM) en la ciudad de Lima y fue sentido hasta las ciudades de Piura, Arequipa, Cusco y Pucallpa con intensidades del orden de II-III (MM). Este sismo tuvo como características principales su gran duración y el aparente proceso complejo de ruptura que experimento, para luego ser seguido por un gran número de réplicas con magnitudes que no sobrepasaron el grado 6.5ML. En este estudio se resume las principales características del terremoto en relación a sus

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

parámetros hipocentrales, orientación de la fuente, réplicas e intensidades regionales.

El terremoto del 15 de Agosto se constituye como el de mayor magnitud y duración ocurrido en esta región en los últimos 290 años.

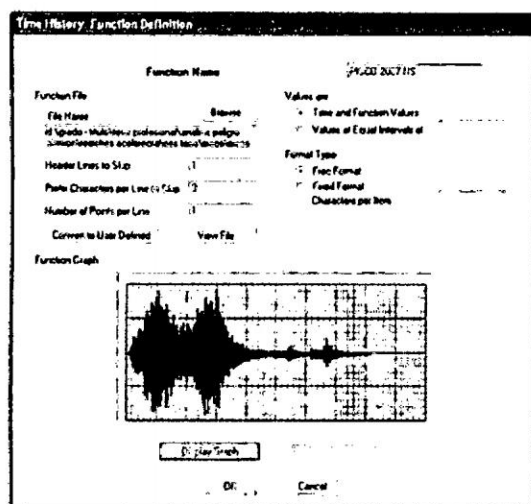


Figura 6.54: Componente NS PISCO 2007.

Una de las manifestaciones de la alta actividad sísmica del Perú, tuvo lugar, el día 23 de junio a las 15 horas 30 minutos con uno de los sismos más fuertes. El epicentro se localizó a 83 km mar adentro de la ciudad de Atico, al norte de la ciudad de Arequipa, con un hipocentro de 33 Km. La magnitud momento fue de 8.4 Mw.

La aceleración máxima del suelo medida en la estación de Moquegua fue de 250 gals. Las regiones más afectadas fueron Tacna, Moquegua, Arequipa y Ayacucho, cubriendo una superficie de $40,000m^2$

Treinta minutos después del sismo se produjo un Tsunami en la localidad costera de Camaná, en el departamento de Arequipa.

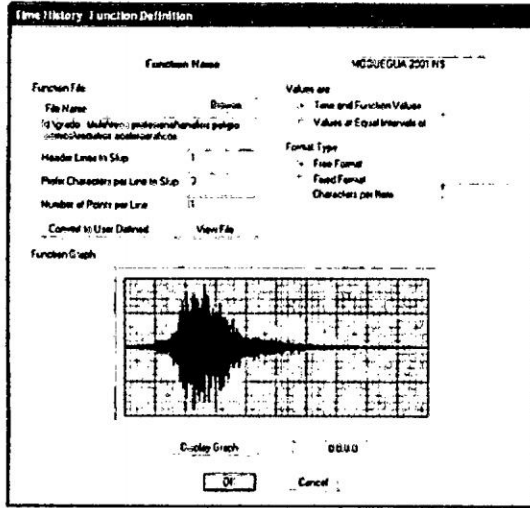


Figura 6.55: Componente NS MOQUEGUA 2001.

Los registros acelerográficos que se muestran, se normalizarán a los valores obtenidos por el programa Risk, para los tres niveles de sismos (Sismo de Servicio, Sismo de Diseño y Sismo Extremo)

Vida Útil (Años)	Probabilidad de Excedencia (%)	PERIODOS DE RETORNO (Años)	Probabilidad de Excedencia Anual	Aceleraciones	
				cm/sg^2	g
100	50	145	0.0069	214.60	0.22
100	10	950	0.0011	367.40	0.37
100	5	1950	0.0005	446.91	0.46

Cuadro 6.1: Aceleraciones para los Sismos de Diseño Según ATC-40

El tiempo de vida útil de 100 años se estableció según las recomendaciones de diseño para diversas estructuras.

Realizado el Análisis Tiempo Historia para la estructura usando los registros acelerográficos de los sismos de:

- LIMA 1974
- MOQUEGUA 2001
- PISCO 2007

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

Usando el método de integración directa y el coeficiente de Rayleigh se obtuvieron los siguientes resultados:

RESPUESTA		
SISMO	NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	Δ_y (mm)
LIMA 1974.	SISMO DE SERVICIO	-26
	SISMO DE DISEÑO	-44
	SISMO EXTREMO	-54
MOQUEGUA 2001	SISMO DE SERVICIO	-68
	SISMO DE DISEÑO	-114
	SISMO EXTREMO	-141
PISCO 2007	SISMO DE SERVICIO	-20
	SISMO DE DISEÑO	-34
	SISMO EXTREMO	-42
ENVOLVENTE		
ENVOLVENTE	NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	Δ_y (mm)
	SISMO DE SERVICIO (SS)	-68
	SISMO DE DISEÑO (SD)	-114
	SISMO EXTREMO (SE)	-141

Cuadro 6.2: Respuesta - Envolvente.

Siguiendo las recomendaciones del ATC-40, tomamos la respuesta como la envolvente de los resultados para cada una de las amenazas sísmicas con tres diferentes registros acelerográficos.

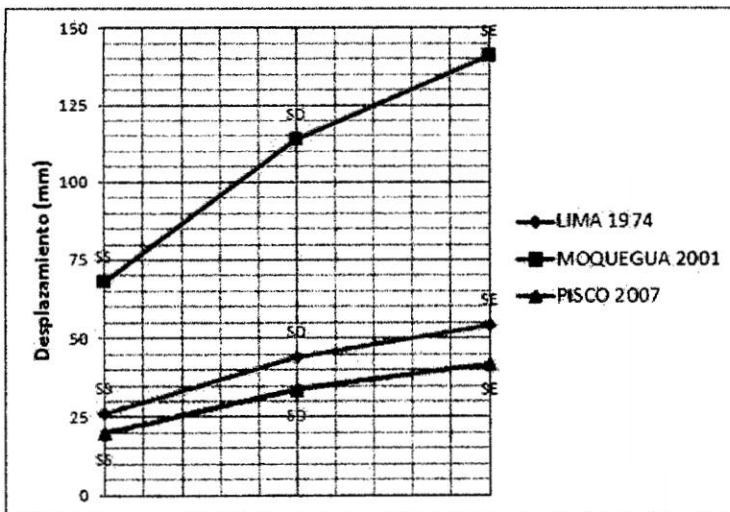


Figura 6.56: Envolvente de los Tres Registros Sísmicos Elegidos.

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN AL PUENTE DE ARANHUAY DE L=80MTS

La respuesta de la estructura ante los niveles de amenaza sísmica según el ATC-40, se encuentran en el rango elástico. Según ATC tenemos los valores de:

IO= 627mm

SV= 967mm

CP= 1137mm

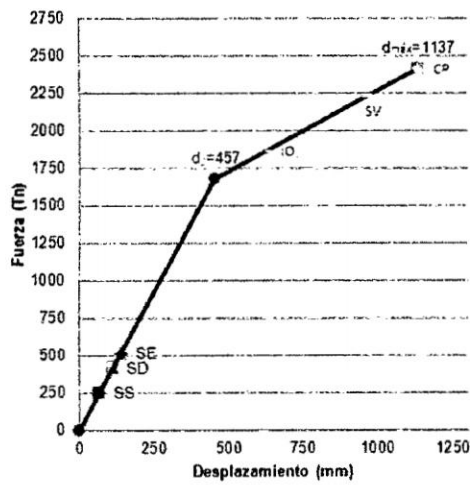


Figura 6.57: Respuestas Ante los Niveles de Amenaza Sísmica y la Curva de Capacidad.

Capítulo 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

1. La norma actual para el diseño sísmico NTE E0.30, del Reglamento Nacional de Construcción en el Perú (2003) y las anteriores, han sido concebidas para edificaciones y no para el diseño sísmico de puentes.
2. La norma establece derivas permisibles ante fuerzas laterales según el tipo de sistema estructural (en el caso de edificaciones), este trabajo proporciona el máximo desplazamiento que puede experimentar el Puente Aranzhuay en el centro de su luz, antes de su colapso.
3. Para realizar el método Pushover, es necesario establecer dos incógnitas: una cinemática (desplazamiento) y una dinámica (fuerza), que en nuestro caso fueron el desplazamiento del centro de luz y la reacción en la base respectivamente.
4. El CSiBridge v15.1 es un programa para el diseño de puentes de concreto y acero, nos proporciona técnicas avanzadas para el análisis no lineal.
5. Para el Análisis Tiempo Historia No Lineal se usó el método de Hilber, Hughes and Taylor, que es un algoritmo muy popular en la dinámica estructural para resolver ecuaciones no lineales.
6. El programa RISK nos permite determinar las aceleraciones máximas esperadas en un determinado lugar, con un tiempo de retorno determinado.
7. Para el modelamiento de la rótula plástica se consideró 5 puntos importantes: punto de carga nula, punto de fluencia, capacidad máxima, resistencia degradada y punto de falla. El número de puntos depende de la precisión en los resultados que se desee obtener.
8. Al realizar el análisis Pushover nos arrojó un desplazamiento lateral de colapso, del centro de luz de 1137mm y el límite entre el rango elástico e inelástico fue de 457mm.

9. La capacidad del puente para incursionar en el rango inelástico antes de llegar al colapso es 2.5 veces la deformación elástica. El puente tiene un factor de sobrerresistencia de 2.5.
10. El diseño de elementos metálicos es esencialmente un proceso de tanteos. Se selecciona un perfil de prueba y luego se revisa si éste satisface la fórmula de interacción gobernante.
11. El acero estructural es un material altamente dúctil, que permite grandes deformaciones más allá del rango elástico antes de llegar a la ruptura.
12. La respuesta global de la estructura ante los niveles de sismos recomendados por la ATC-40, se localizaron en el rango elástico del modelo bilineal de la curva de capacidad resistente del puente.

7.2. RECOMENDACIONES

1. El uso del tipo de acero estructural está determinado por su resistencia y su capacidad de deformación, claro que también el aspecto económico debe ser evaluado.
2. La elección del tipo de sección para los elementos estructurales que conforman las cerchas pueden ser compactas, no compactas y esbeltas, no se recomienda trabajar con secciones esbeltas debido a su costo, su comportamiento mucho más complejo y por presentar una falla frágil.
3. Según el manual del MTC para puentes de un sólo tramo simplemente apoyados, independiente de su ubicación, no es necesario realizar estudios de riesgo sísmico. En este trabajo se realizó el análisis de peligro sísmico para fines didácticos.
4. El Análisis No Lineal Estático Pushover presentado aquí, es exclusivamente para puentes de un solo tramo.
5. En el modelamiento de rótulas plásticas puede ser considerando sólo tres puntos importantes: punto de carga nula, punto de fluencia y capacidad máxima.
6. El análisis Pushover debe realizarse en diversas direcciones, en este trabajo se consideró una sola dirección crítica ya que se trata de un puente de un solo tramo con alineación horizontal recta.
7. Otra manera de determinar la respuesta del análisis tiempo historia es tomar un conjunto de registros acelerográficos y considerar como respuesta al promedio de los valores arrojados por cada análisis tiempo historia.

7.3. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El trabajo desarrollado en esta Tesis y los resultados obtenidos, dan pie a un amplio abanico de posibles trabajos como futuras líneas de investigación. A continuación se destacan algunas:

1. Optimización de las secciones de acero.
2. Diseño sísmico de conexiones en puentes reticulados.
3. Obtención de registros acelerográficos de la ciudad de Ayacucho.

Bibliografía

- [1] AASHTO. *LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2006.
- [2] Ady Aviram. “*Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*”. PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, California, 2008.
- [3] AISC. *Manual of Steel Construction - “Load and Resistance Factor Design”*. AISC, 2003.
- [4] ATC-40. “*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*”. Seismic Safety Commission. California., 1996.
- [5] Casaverde y Vargas. “*Zonificación Sísmica del Perú*”. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2006.
- [6] Elsa Cabrera. *Puentes de Vigas y Losas de Concreto Armado*. RNC, Lima, Perú, 2006.
- [7] Federal Emergency Management Agency. “*FEMA-356*”. ASCE, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2000.
- [8] Jack C. McCormac. *Diseño de estructuras de acero método LRFD*. Edit. Alfaomega, D.F. México, 2002.
- [9] Jorge Alva Hurtado. *Peligro Sísmico en el Perú*. Universidad Nacional de Ingeniería, 2003.
- [10] José Morocho. “*Estudio del Desempeño Sísmico de Puentes Mediante Análisis No Lineal Estático*”. Universidad Técnica Particular de Loja, Panamá, 2007.
- [11] Mario Paz. *Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo*. Edit. REVERTE, S.A., 1984.
- [12] Michael Baker. “*LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge*”. FHWA/ National Highway Institute, Washington, DC, 2003.
- [13] Ministerio de Transporte y Carreteras MTC. *Manual de diseño de Puentes*. MTC, Lima, Perú, 2003.
- [14] Omar Miño. “*Pandeo en el Campo Real de Barras de Acero*”. Universidad Nacional de Rosario, Argentina, 2008.
- [15] Oscar De Buen López de Heredia. “*Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta*”. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., 1996.

BIBLIOGRAFÍA

- [16] Oscar Pomachagua Perez. *“Características Generales de la Tectónica y Sismicidad de Perú”*. Revista de Trabajos de Investigación, Lima, 2000.
- [17] Reglamento Nacional de Construcciones. *Norma Técnica de Edificación E-020*. RNC, Lima, Perú, 2006.
- [18] Reglamento Nacional de Construcciones. *Norma Técnica de Edificación E-090. Estructuras Metálicas*. RNC, Lima, Perú, 2006.
- [19] Ricardo Oviedo Sarmiento. *“Características Análíticas No Lineales en Estructuras”*. Universidad Nacional de Ingeniería, Perú, 2004.
- [20] Roberto Aguiar. *Análisis Sísmico Por Desempeño*. Centro de investigaciones científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador, 2003.
- [21] Roger Brockenbrough. *“Structural Steel Designer’s Handbook”*. McGraw - Hill, INC, 1994.
- [22] Thomas Murray. *“Fundamentos de Diseño de Conexiones”*. Instituto de Ingeniería UNAM, México, 2006.
- [23] Tiziano Perea Olvera. *“Comportamiento de Estructuras de Acero”*. UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA, 2000.
- [24] William T. Segui. *Diseño de Estructuras de Acero con LRFD*. Edit, Internacional Thomsom , México, 2000.

Apéndice A

PANEL FOTOGRÁFICO

El levantamiento topográfico se realizó con 01 Estación Total y 03 Prismas. El viaje hasta el poblado de Nuevo Progreso con camioneta fue de 06 horas aproximadamente.



Figura A.1: Puente Peatonal Existente.

En el lugar del levantamiento topográfico existe un puente peatonal hecho de madera, que como vemos en la Figura A.1 sirve para la circulación de personas y animales.

APÉNDICE A. PANEL FOTOGRÁFICO

El levantamiento topográfico tuvo una duración de 02 horas.



Figura A.2: Levantamiento Topográfico.



Figura A.3: Cauce del Río Mantaro.



Figura A.4: Trocha Nuevo Progreso -Aranhuay.

El puente existente une carrateras de tercer orden o trochas.

Apéndice B

RESULTADOS DE LAS FÓRMULAS DE ITERACIÓN

Para determinar si las secciones elegidas cumplen con la fórmula de iteración se desarrollo un programa en excel. Este programa consiste en ingresar las características geométricas de la sección y sus propiedades tales como: constante torsional, momento de inercia, radio de giro, etc.

Los resultados que nos arrojará el programa son su capacidad en tensión, compresión, flexión y corte.

Estos valores obtenidos del programa en excel y los resultados de solicitaciones del CSIBRIDGE no dará el valor de la fórmula de iteración:

Para $\frac{P_u}{\phi_{c,t}P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi_{c,t}P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_t M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_t M_{ny}} \right) \leq 1$$

Para $\frac{P_u}{\phi_{c,t}P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi_{c,t}P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_t M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_t M_{ny}} \right) \leq 1$$

ELEMENTO	$\phi_{t,c}P_n$ (Kips)	ϕ_bM_{yn} (Kips-fts)	ϕ_bM_{xn} (Kips-fts)	P_u (Kips)	M_{22} (Kips-fts)	M_{33} (Kips-fts)	$\frac{P_u}{\phi_{t,c}P_n}$	Ratio
M 1	349.20	206.00	616.00	125.39	17.63	-347.94	0.36	0.94
M 2	232.80	55.00	272.00	115.81	1.85	102.42	0.5	0.86
M 3	232.80	55.00	272.00	112.26	1.50	45.67	0.48	0.66
M 4	232.80	55.00	272.00	111.11	1.03	62.95	0.48	0.70
M 5	232.80	55.00	272.00	111.11	-1.02	80.53	0.48	0.76
M 6	232.80	55.00	272.00	112.26	-1.50	67.31	0.48	0.73
M 7	232.80	55.00	272.00	115.67	-1.68	-49.03	0.5	0.68
M 8	349.20	206.00	616.00	122.44	-16.46	-295.53	0.35	0.85

Cuadro B.1: Resultado de Fuerzas en Montantes.

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	ϕ (in)	ϕR_{STR} (Kips)	NT	N° TT	N° TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	Aplasta miento (kips)	Bloque Cortante (kips)	Whitmore (kips)
M-1	125.39	7/8	14.55	24	4	6	55	158.00	75	20	1723.19	1225.44	595.62
M-2	115.81	7/8	14.55	16	4	4	55	104.50	75	20	796.50	635.39	366.79
M-2	112.26	7/8	14.55	16	4	4	55	104.50	75	20	796.50	635.39	366.79
M-2	111.11	7/8	14.55	16	4	4	55	104.50	75	20	796.50	635.39	366.79

Cuadro B.2: Conexiones Montantes.

NT=Número de Tornillos.

TT=Tornillos Transversales.

TL=Tornillos Longitudinales.

ST=Espaciamiento Transversal.

SL=Espaciamiento Longitudinal.

ELEMENTO	$\phi_{t,c}P_n$ (Kips)	$\phi_b M_{yn}$ (Kips-fts)	$\phi_b M_{xn}$ (Kips-fts)	P_u (Kips)	M_{22} (Kips-fts)	M_{33} (Kips-fts)	$\frac{P_u}{\phi_{t,c}P_n}$	Ratio
DGL-1	1512.00	937.00	809.00	-865.19	327.49	47.14	0.57	0.94
DGL-2	1065.12	865.00	710.00	697.21	-254.30	23.90	0.65	0.95
DGL-3	1355.00	865.00	710.00	-612.46	179.87	25.49	0.45	0.67
DGL-4	912.96	865.00	710.00	504.32	-130.59	19.36	0.55	0.71
DGL-5	1355.00	865.00	710.00	-421.25	-79.44	9.35	0.31	0.40
DGL-6	465.60	577.00	283.00	316.38	-58.14	-5.43	0.68	0.79
DGL-7	566.00	577.00	283.00	-234.42	-35.59	-4.59	0.41	0.48
DGL-8	291.00	577.00	283.00	137.71	-74.17	-5.73	0.47	0.61
DGL-9	407.40	577.00	283.00	137.50	-72.77	-4.87	0.34	0.47
DGL-10	566.00	577.00	283.00	-239.29	-64.26	-5.48	0.42	0.54
DGL-11	407.40	577.00	283.00	316.01	-84.73	-5.27	0.78	0.92
DGL-12	1355.00	865.00	710.00	-420.61	39.64	-9.73	0.31	0.36
DGL-13	1355.00	865.00	710.00	503.43	94.11	21.76	0.37	0.50
DGL-14	1355.00	865.00	710.00	-611.09	-107.35	18.83	0.45	0.59
DGL-15	1355.00	865.00	710.00	695.59	193.53	23.81	0.51	0.74
DGL-16	1460.00	925.00	774.00	-807.20	-321.46	18.91	0.55	0.88

Cuadro B.3: Resultado de Fuerzas en Diagonales.

APÉNDICE B. RESULTADOS DE LAS FÓRMULAS DE ITERACIÓN

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	ϕ (in)	ϕR_{STR} (Kips)	NT	Nº TT	Nº TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	Aplasta miento (kips)	Bloque Cortante (kips)	Whitmore (kips)
DGL-1	-865.19	7/8	14.55	56	8	7	45	70	70	20			1424.09
DGL-2	693.83	1	19.02	56	8	7	40	76.67	75	20	4085.89	1377.98	755.85
DGL-2	-612.46	7/8	14.55	48	8	6	40	76.67	75	20			1218.12
DGL-2	504.32	1	19.02	48	8	6	40	76.67	75	20	3462.29	1226.83	668.06
DGL-2	-421.25	7/8	14.55	32	8	4	40	76.67	75	20			894.76
DGL-3	316.38	7/8	14.55	32	8	4	35	70	70	20	2170.64	1203.72	640.92
DGL-3	-234.42	7/8	14.55	20	4	5	35	70	70	20			730.27
DGL-3	137.71	7/8	14.55	20	4	5	35	70	70	20	1304.64	769.26	395.97

Cuadro B.4: Conexiones Diagonales.

NT=Número de Tornillos.
 TT=Tornillos Transversales.
 TL=Tornillos Longitudinales.
 ST=Espaciamiento Transversal.
 SL=Espaciamiento Longitudinal.

ELEMENTO	$\phi_{t,c}P_n$ (Kips)	ϕ_bM_{yn} (Kips-fts)	ϕ_bM_{xn} (Kips-fts)	P_u (Kips)	M_{22} (Kips-fts)	M_{33} (Kips-fts)	$\frac{P_u}{\phi_{t,c}P_n}$	Ratio
BS 1	1874.00	1431.00	1084.00	-1037.16	117.08	67.43	0.55	0.68
BS 2	1874.00	1431.00	1084.00	-970.00	-140.57	72.70	0.52	0.67
BS 3	3499.00	2580.00	1976.00	-1693.88	204.71	130.52	0.48	0.61
BS 4	3499.00	2580.00	1976.00	-1684.64	-205.28	130.19	0.48	0.61
BS 5	3499.00	2580.00	1976.00	-2114.4	-225.41	152.80	0.60	0.75
BS 6	3499.00	2580.00	1976.00	-2098.38	-225.48	152.98	0.60	0.75
BS 7	3499.00	2580.00	1976.00	-2240.62	-257.60	175.45	0.64	0.81
BS 8	3499.00	2580.00	1976.00	-2239.40	-257.59	175.34	0.64	0.81
BS 9	3499.00	2580.00	1976.00	-2097.05	-225.53	151.52	0.6	0.75
BS 10	3499.00	2580.00	1976.00	-2110.89	-225.47	151.60	0.6	0.75
BS 11	3499.00	2580.00	1976.00	-1681.73	-205.31	135.10	0.48	0.61
BS 12	3499.00	2580.00	1976.00	-1689.55	-204.82	135.58	0.48	0.61
BS 13	1874.00	1431.00	1084.00	-967.61	-130.10	72.75	0.52	0.66
BS 14	1874.00	1431.00	1084.00	-1016.02	104.57	67.02	0.54	0.66

Cuadro B.5: Resultado de Fuerzas en Brida Superior.

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	ϕ (in)	ϕR_{STR} (Kips)	NT	N° TT	N° TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	Área Ala (mm ²)	Área Placa (mm ²)
EBS-1	-116.06	7/8	14.55	8	2	4	55	75	75	20	3499.993	6387.084
EBS-2	-191.41	7/8	14.55	14	2	7	35	75	55	25	6651.5996	7161.276
EBS-3	-253.19	7/8	14.55	18	2	9	35	75	55	25	6651.5996	7161.276

Cuadro B.6: Empalme Ala Brida Superior.

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	ϕ (in)	ϕR_{STR} (Kips)	NT	N° TT	N° TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	Área Alma (mm ²)	Área Placa (mm ²)
EBS-1	-286.46	7/8	29.09	16	4	4	55	75	75	16	8639	17032
EBS-2	-464.13	7/8	29.09	20	5	4	35	75	55	20	16129	16516
EBS-3	-613.94	7/8	29.09	30	5	6	35	75	55	20	16129	16516

Cuadro B.7: Empalme Alma Brida Superior.

NT=Número de Tornillos

TT=Tornillos Transversales

TL=Tornillos Longitudinales

ST=Espaciamiento Transversal

SL=Espaciamiento Longitudinal

ELEMENTO	$\phi_{t,c}P_n$ (Kips)	$\phi_b M_{yn}$ (Kips-fts)	$\phi_b M_{xn}$ (Kips-fts)	P_u (Kips)	M_{22} (Kips-fts)	M_{33} (Kips-fts)	$\frac{P_u}{\phi_{t,c}P_n}$	Ratio
ATS-1	280.61	97.00	149.00	-102.86	7.9	11.13	0.37	0.51
ATS-1	145.50	97.00	149.00	98.64	7.9	11.13	0.68	0.82
ATS-3	280.61	97.00	149.00	-147.86	-3.11	6.76	0.53	0.60
ATS-3	145.50	97.00	149.00	80.54	-3.11	6.76	0.55	0.62
ATS-5	83.52	97.00	150.00	34.61	-40.46	-9.82	0.41	0.84
ATS-6	83.52	97.00	150.00	34.61	-40.46	-9.82	0.41	0.84
ATS-7	280.61	97.00	149.00	-157.05	-5.18	9.40	0.56	0.66
ATS-7	145.50	97.00	149.00	90.25	-5.18	9.40	0.62	0.72
ATS-9	280.61	97.00	149.00	-147.16	-2.32	8.75	0.52	0.60
ATS-9	145.50	97.00	149.00	77.07	-2.32	8.75	0.53	0.60
ATS-11	83.52	97.00	150.00	50.33	-18.53	-8.58	0.60	0.82
ATS-12	83.52	97.00	150.00	50.33	-18.53	-8.58	0.60	0.82
ATS-13	280.61	97.00	149.00	-138.05	-1.39	-8.24	0.49	0.55
ATS-13	145.50	97.00	149.00	67.96	-1.39	-8.24	0.47	0.53
ATS-15	280.61	97.00	149.00	-127.54	-2.87	8.85	0.45	0.53
ATS-15	145.50	97.00	149.00	39.47	-2.87	8.85	0.27	0.35
ATS-17	83.52	97.00	150.00	56.32	-22.81	-4.81	0.67	0.91
ATS-18	83.52	97.00	150.00	56.32	-22.81	-4.81	0.67	0.91
ATS-19	280.61	97.00	149.00	-107.76	-1.89	9.83	0.38	0.46
ATS-20	280.61	97.00	149.00	-107.76	-1.89	9.83	0.38	0.46

Cuadro B.8: Resultado de Fuerzas en Atiesador Superior I.

ELEMENTO	$\phi_{t,c}P_n$ (Kips)	ϕ_bM_{yn} (Kips-ft)	ϕ_bM_{xn} (Kips-ft)	P_u (Kips)	M_{22} (Kips-ft)	M_{33} (Kips-ft)	$\frac{P_u}{\phi_{t,c}P_n}$	Ratio
ATS-21	280.61	97.00	149.00	-81.96	-2.61	9.81	0.29	0.38
ATS-22	280.61	97.00	149.00	-81.96	-2.60	9.80	0.29	0.37
ATS-23	83.52	97.00	150.00	57.33	-29.64	1.71	0.69	0.97
ATS-24	83.52	97.00	150.00	57.33	-29.64	1.71	0.69	0.97
ATS-25	280.61	97.00	149.00	-69.35	-2.38	8.22	0.25	0.32
ATS-26	280.61	97.00	149.00	-69.35	-2.38	8.22	0.25	0.32
ATS-27	280.61	97.00	149.00	-75.59	-2.04	-8.24	0.27	0.34
ATS-28	280.61	97.00	149.00	-75.59	-2.04	-8.24	0.27	0.34
ATS-29	83.52	97.00	150.00	51.10	-23.33	4.70	0.61	0.85
ATS-30	83.52	97.00	150.00	51.10	-23.33	4.70	0.61	0.85
ATS-31	280.61	97.00	149.00	-95.85	-3.09	8.23	0.34	0.42
ATS-32	280.61	97.00	149.00	-95.85	-3.09	8.23	0.34	0.42
ATS-33	280.61	97.00	149.00	-116.09	-3.60	8.27	0.41	0.50
ATS-34	280.61	97.00	149.00	-116.08	-3.6	8.27	0.41	0.50
ATS-35	83.52	97.00	150.00	34.00	-20.54	8.07	0.41	0.64
ATS-36	83.52	97.00	150.00	34.00	-20.53	8.07	0.41	0.64
ATS-37	280.61	97.00	149.00	-122.00	-2.53	7.18	0.43	0.50
ATS-37	145.50	97.00	149.00	54.39	-2.53	7.18	0.37	0.44
ATS-39	280.61	97.00	149.00	-89.84	-4.28	11.13	0.32	0.43
ATS-39	145.50	97.00	149.00	85.6	-4.28	11.13	0.59	0.69
ATS1-1	304.32	258.00	543.00	53.98	46.37	-368.99	0.18	0.95
ATS1-2	304.32	258.00	543.00	53.98	46.37	-368.98	0.18	0.95
ATS1-3	232.80	258.00	543.00	47.86	-49.88	-309.35	0.21	0.88
ATS1-4	232.80	258.00	543.00	47.86	-49.88	-309.33	0.21	0.88

Cuadro B.9: Resultado de Fuerzas en Atiesador Superior II.

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	ϕ (in)	ϕR_{STR} (Kips)	NT	N° TT	N° TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	Aplasta miento (kips)	Bloque Cortante (kips)	Whitmore (kips)
ATS-1	98.64	7/8	14.55	10	2	5	50	75	75	12	417.07	267.63	255.37
ATS-7	-157.051	7/8	14.55	10	2	5	50	75	75	12			231.23
BS-1,2	-49.41	3/4	10.44	18	2	9	47	199	100	12			
ATS-23	57.33	3/4	10.44	8	2	4	50	75	100	12	294.41	302.9	255.37
ATS-24	57.33	3/4	10.44	8	2	4	50	75	100	12	294.41	302.9	255.37
BS-1	-80.76	7/8	14.55	6	1	6	50	160	75	12			
ATS1-1	53.98	7/8	14.55	16	2	8	50	133	75	12	678.18	440.11	358.57
ATS1-2	53.98	7/8	14.55	16	2	8	50	133	75	12	678.18	440.11	358.57
BS-1	113.60	1	19.02	6	1	6	50	199	80	12			

Cuadro B.10: Conexiones Atiesador Superior.

NT=Número de Tornillos.
 TT=Tornillos Transversales.
 TL=Tornillos Longitudinales.
 ST=Espaciamiento Transversal.
 SL=Espaciamiento Longitudinal.

ELEMENTO	$\phi_{t,c}P_n$ (Kips)	ϕ_bM_{yn} (Kips-fts)	ϕ_bM_{xn} (Kips-fts)	P_u (Kips)	M_{22} (Kips-fts)	M_{33} (Kips-fts)	$\frac{P_u}{\phi_{t,c}P_n}$	Ratio
DFRG-1	2844.00	697.00	1451.00	95.31	-403.48	-257.85	0.03	0.77
DFRG-3	2672.99	697.00	1451.00	-191.37	312.61	476.42	0.07	0.81
DFRG-5	2844.00	697.00	1451.00	21.31	-387.74	-309.62	0.01	0.77
DFRG-7	2536.00	587.00	1285.00	13.29	288.34	268.99	0.010	0.70
DFRG-9	2536.00	587.00	1285.00	16.124	282.69	232.25	0.010	0.67
DFRG-11	2536.00	587.00	1285.00	12.48	214.50	264.04	0.010	0.57
DFRG-13	2536.00	587.00	1285.00	11.99	172.85	260.21	0.010	0.50
DFRG-15	2536.00	587.00	1285.00	11.51	102.03	264.84	0.010	0.38
DFRG-17	2536.00	587.00	1285.00	11.06	47.16	260.59	0.004	0.29
DFRG-19	2536.00	587.00	1285.00	10.86	-96.91	265.41	0.004	0.37
DFRG-21	2536.00	587.00	1285.00	10.38	-162.81	261.18	0.004	0.48
DFRG-23	2536.00	587.00	1285.00	10.67	-196.21	264.82	0.004	0.54
DFRG-25	2536.00	587.00	1285.00	12.22	-266.74	234.16	0.010	0.64
DFRG-27	2536.00	587.00	1285.00	11.2	-93.10	269.14	0.001	0.37
DFRG-29	2844.00	697.00	1451.00	16.425	369.00	-206.98	0.01	0.68
DFRG-31	2672.99	697.00	1451.00	-130.17	-247.73	297.19	0.05	0.59
DFRG-33	2844.00	697.00	1451.00	166.01	255.04	151.54	0.06	0.50

Cuadro B.11: Resultado de Fuerzas en Diafragmas.

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	V_u (Kips)	ϕ (in)	NT	N° TT	N° TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t}\right]^2 + \left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v}\right]^2$
DFR-1	21.64	291.89	7/8	18	3	6	50	70	70	12.5	0.84
DFR-4	21.65	291.88	7/8	16	4	4	64	70	70	12.5	0.76

Cuadro B.12: Conexiones Diafragma.

NT=Número de Tornillos.

TT=Tornillos Transversales.

TL=Tornillos Longitudinales.

ST=Espaciamiento Transversal.

SL=Espaciamiento Longitudinal.

ELEMENTO	V_h (Kips)	ϕ (in)	L (in)	Q_n (kips)	N° Conectores	N° Conectores Por Línea	L (ft)	S (mm)
DIAFRAGMA 1	905.78	7/8	3.94	35.53	52	2	13.8	150
DIAFRAGMA 2	1811.56	7/8	3.94	35.53	102	3	13.8	120

Cuadro B.13: Conectores de Cortante.

APÉNDICE B. RESULTADOS DE LAS FÓRMULAS DE ITERACIÓN

ELEMENTO	$\phi_{t,c}P_n$ (Kips)	$\phi_b M_{yn}$ (Kips-ft)	$\phi_b M_{xn}$ (Kips-ft)	P_u (Kips)	M_{22} (Kips-ft)	M_{33} (Kips-ft)	$\frac{P_u}{\phi_{t,c}P_n}$	Ratio
BI-1	1179.00	885.00	617.00	597.25	191.85	-102.59	0.51	0.85
BI-2	1179.00	885.00	617.00	130.99	-159.15	94.26	0.11	0.39
BI-3	793.00	885.00	617.00	432.78	172.49	100.23	0.55	0.86
BI-4	793.00	885.00	617.00	257.84	162.73	-61.10	0.33	0.58
BI-5	1036.00	909.00	629.00	582.69	-140.84	91.41	0.56	0.83
BI-6	1036.00	909.00	629.00	481.86	-116.28	66.10	0.47	0.67
BI-7	1036.00	909.00	629.00	661.43	-83.92	73.24	0.64	0.82
BI-8	1036.00	909.00	629.00	644.85	-48.28	34.58	0.62	0.72
BI-9	1036.00	909.00	629.00	671.44	48.79	46.58	0.65	0.76
BI-10	1036.00	909.00	629.00	711.23	80.11	-34.44	0.69	0.81
BI-11	1036.00	909.00	629.00	590.19	-109.27	64.41	0.57	0.77
BI-12	1036.00	909.00	629.00	681.65	-136.91	91.59	0.66	0.92
BI-13	793.00	885.00	617.00	395.30	-162.64	81.95	0.50	0.78
BI-14	793.00	885.00	617.00	521.47	-173.20	100.58	0.66	0.98
BI-15	793.00	885.00	617.00	66.53	-167.51	96.85	0.08	0.39
BI-16	793.00	885.00	617.00	263.68	187.44	-68.47	0.33	0.62

Cuadro B.14: Resultado de Fuerzas en Brida Inferior.

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	ϕ (in)	ϕR_{STR} (Kips)	NT	N° TT	N° TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	Área Ala (mm ²)	Área Placa (mm ²)
BI	53.13	3/4	10.44	6	1	6	50	75	75	20	1374.19	1375

Cuadro B.15: Empalme Ala Brida Inferior.

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	ϕ (in)	ϕR_{STR} (Kips)	NT	N° TT	N° TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	Área Alma (mm ²)	Área Placa (mm ²)
BI	229.47	7/8	14.55	18	3	6	50	100	75	16	5935.47	7200

Cuadro B.16: Empalme Alma Brida Inferior.

NT=Número de Tornillos.
 TT=Tornillos Transversales.
 TL=Tornillos Longitudinales.
 ST=Espaciamiento Transversal.
 SL=Espaciamiento Longitudinal.

ELEMENTO	$\phi_{t,c}P_n$ (Kips)	ϕ_bM_{yn} (Kips-fts)	ϕ_bM_{xn} (Kips-fts)	P_u (Kips)	M_{22} (Kips-fts)	M_{33} (Kips-fts)	$\frac{P_u}{\phi_{t,c}P_n}$	Ratio
ATSINF-1	761.00	148.00	225.00	585.70	-20.40	-5.50	0.77	0.91
ATSINF-2	761.00	148.00	225.00	585.70	-20.42	-5.50	0.77	0.91
ATSINF-3	445.03	148.00	225.00	358.12	-19.91	-2.90	0.80	0.94
ATSINF-4	445.03	148.00	225.00	358.12	-19.91	-2.91	0.80	0.94
ATSINF-5	445.03	148.00	225.00	248.69	-19.91	2.39	0.56	0.69
ATSINF-6	445.03	148.00	225.00	248.69	-19.91	2.40	0.56	0.69
ATSINF-7	445.03	148.00	225.00	293.54	-19.13	-6.28	0.66	0.80
ATSINF-8	445.03	148.00	225.00	293.55	-19.16	-6.29	0.66	0.80

Cuadro B.17: Resultado de Fuerzas en Atiesador Inferior.

ELE MEN TO.	P_u (Kips)	ϕ (in)	ϕR_{STR} (Kips)	NT	N° TT	N° TL	L_e (mm)	ST (mm)	SL (mm)	Placa (mm)	Aplasta miento (kips)	Bloque Cortante (kips)	Whitmore (kips)
ATSINF-1	585.7	1 1/4	26.48	24	2	12	42	80	80	20	1960.02	1358.78	688.7
ATSINF-2	358.12	1	19.02	20	2	10	35	80	80	16	1239.59	679.62	399.46

Cuadro B.18: Conexiones Atiesador Inferior.

NT=Número de Tornillos.
 TT=Tornillos Transversales.
 TL=Tornillos Longitudinales.
 ST=Espaciamiento Transversal.
 SL=Espaciamiento Longitudinal.

APÉNDICE B. RESULTADOS DE LAS FÓRMULAS DE ITERACIÓN

DISEÑO DE LA LOSA DE CONCRETO

FRANJA INTERIOR		
$M_u(+)$	$M_u(-)$	-
14.21	15.47	-
$A_s(+)$	$A_s(-)$	A_{temp}
20.53	22.18	5.08
$\phi 1''@0.20m$	$\phi 1''@0.20m$	$\phi 5/8''@0.30m$
FRANJA INTERIOR		
$M_u(+)$	$M_u(-)$	-
11.67	13.26	-
$A_s(+)$	$A_s(-)$	A_{temp}
17.33	18.92	4.55
$\phi 1''@0.25m$	$\phi 1''@0.25m$	$\phi 5/8''@0.30m$
VEREDA		
$M_u(+)$	$M_u(-)$	-
-	4.53	-
$A_s(+)$	$A_s(-)$	A_{temp}
-	10.87	-
$\phi 5/8''@0.15m$	$\phi 1/2''@0.20m$	$\phi 3/8''@0.25m$

Cuadro B.19: Diseño de Losa de Concreto.

Apéndice C

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Las siguientes figuras muestran el comportamiento de las distintas secciones durante el Pushover.

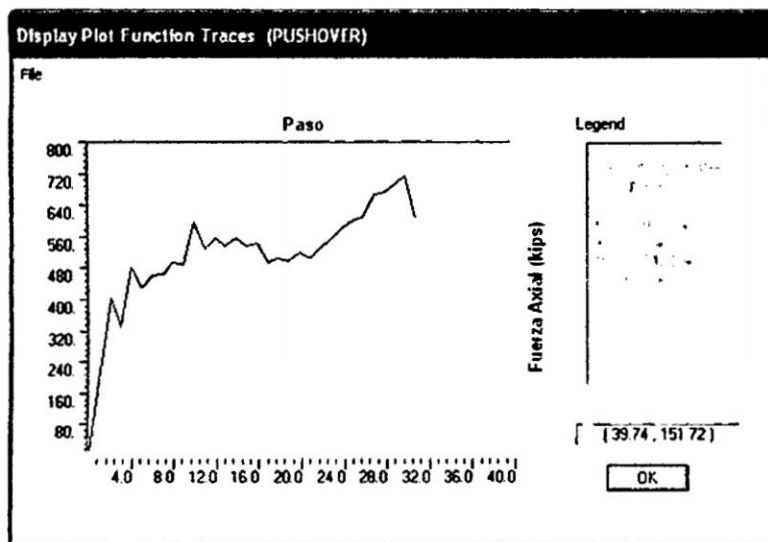


Figura C.1: AXIAL DGNL1.

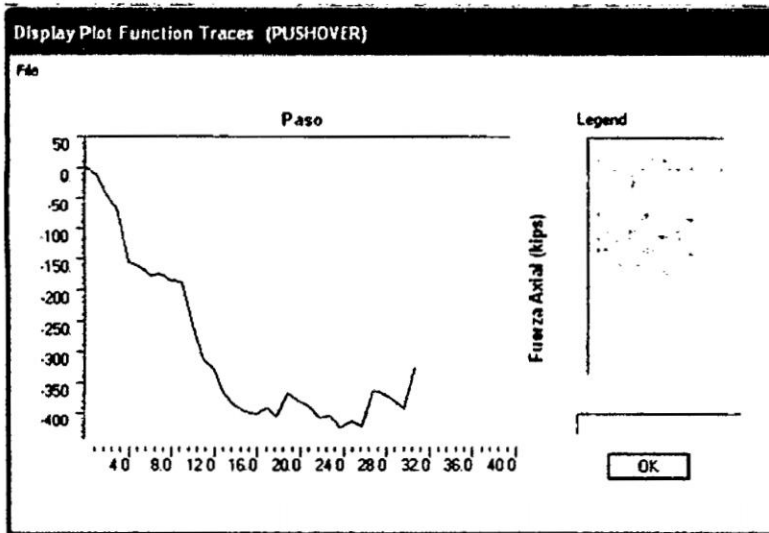


Figura C.2: AXIAL DGNL5.

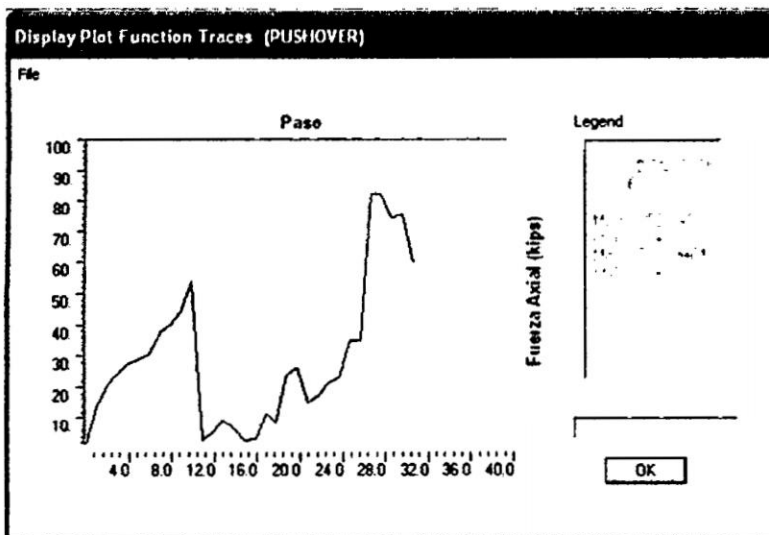


Figura C.3: AXIAL DGNL9.

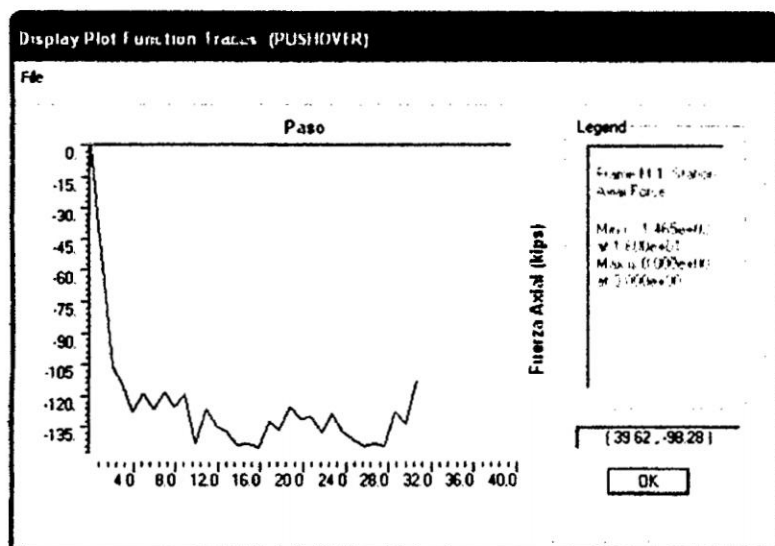


Figura C.4: AXIAL M1.

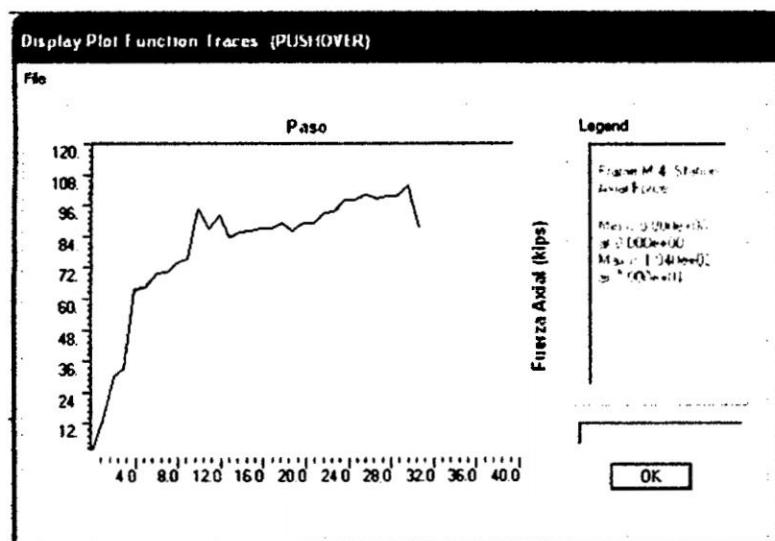


Figura C.5: AXIAL M4.

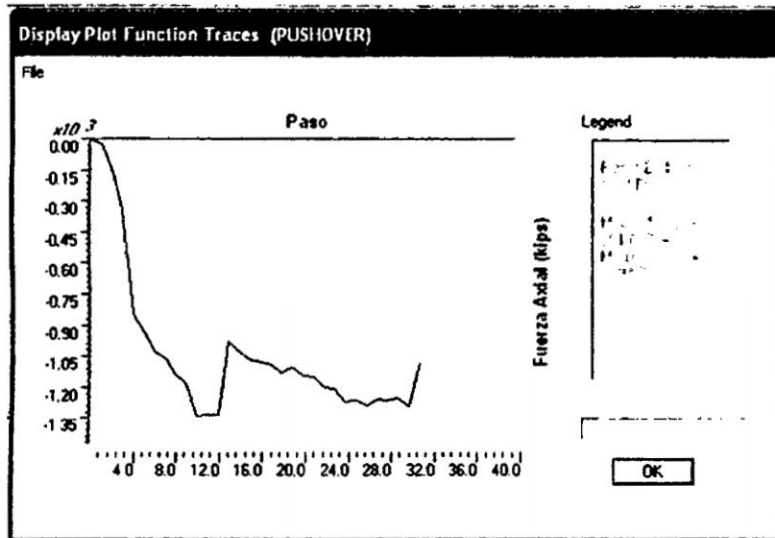


Figura C.6: AXIAL BI4.

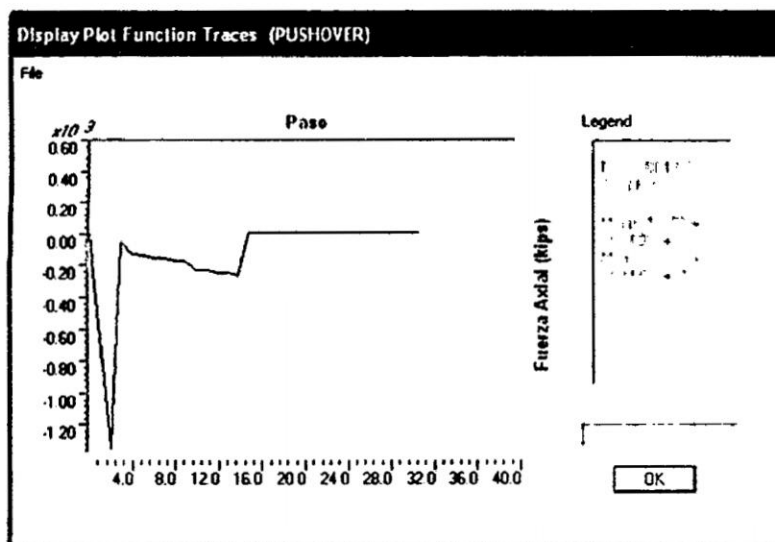


Figura C.7: AXIAL BI17.

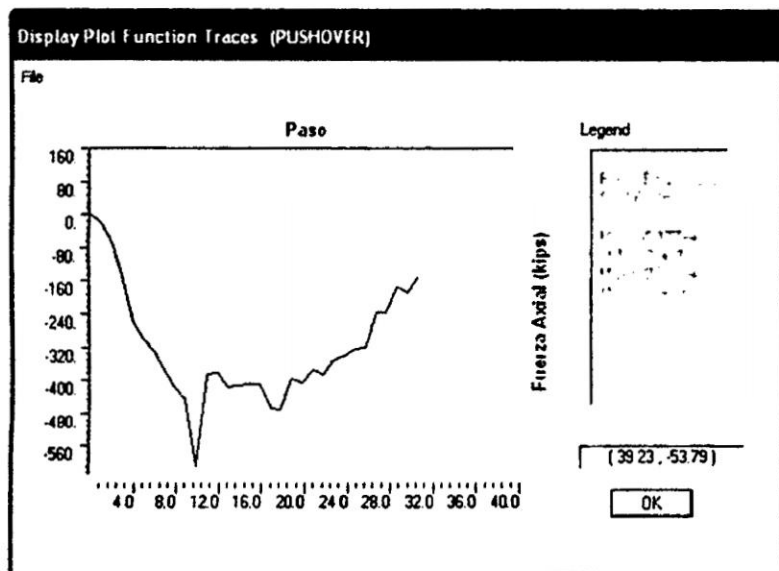


Figura C.8: AXIAL BS2.

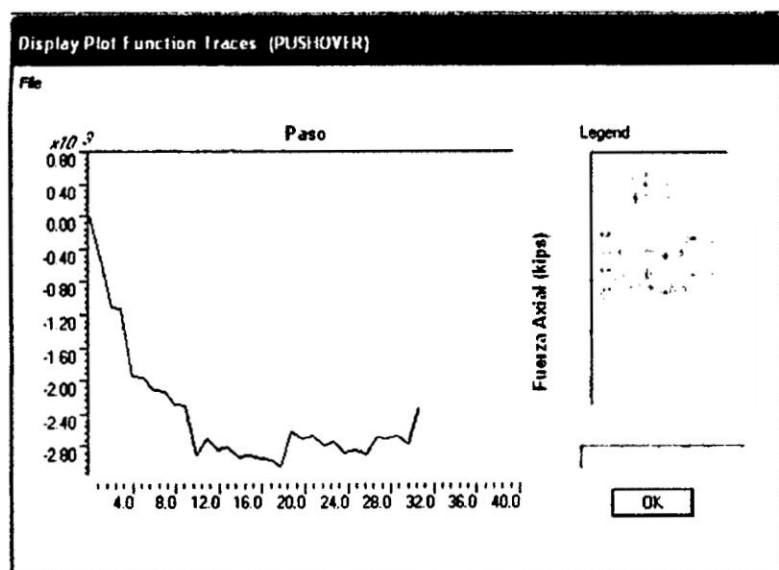


Figura C.9: AXIAL BS8.

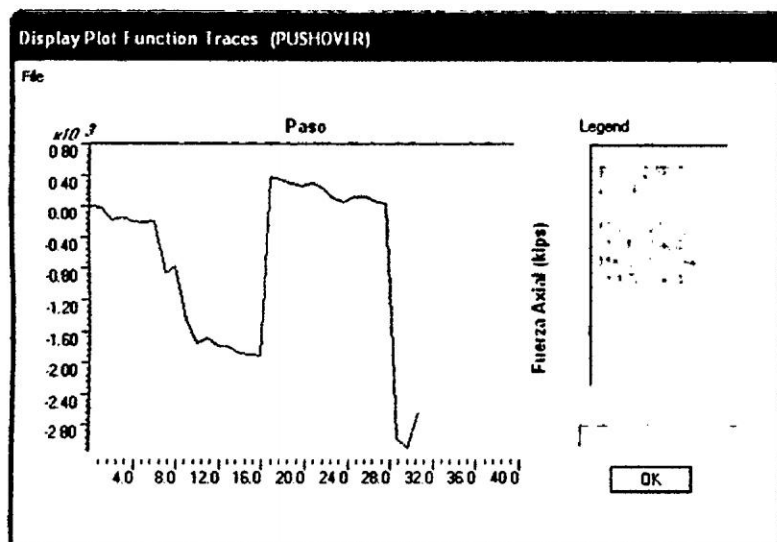


Figura C.10: AXIAL DFR-2.

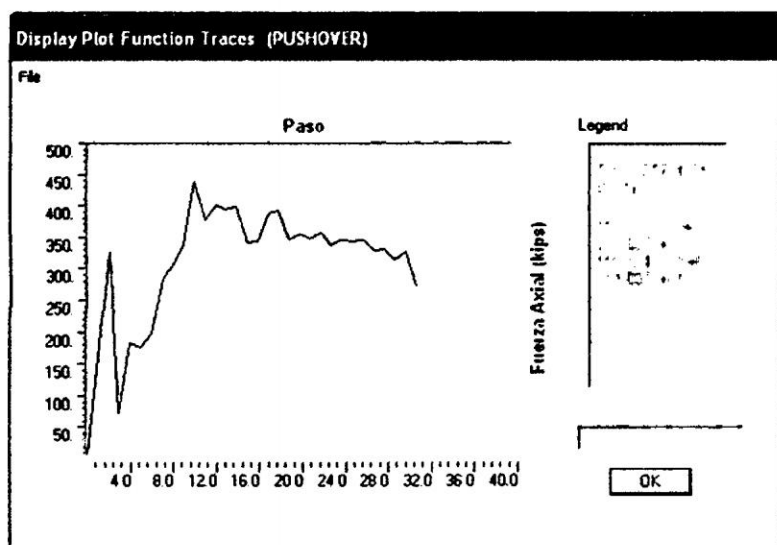


Figura C.11: AXIAL DFR-4.

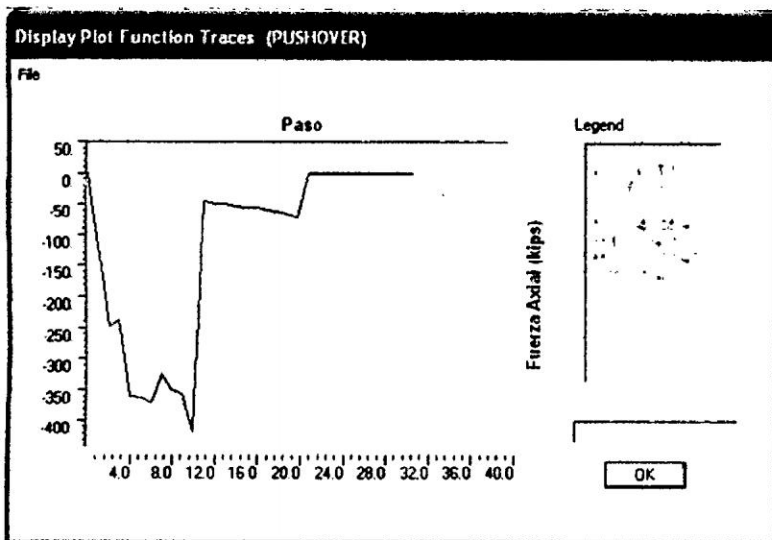


Figura C.12: AXIAL AST 1.

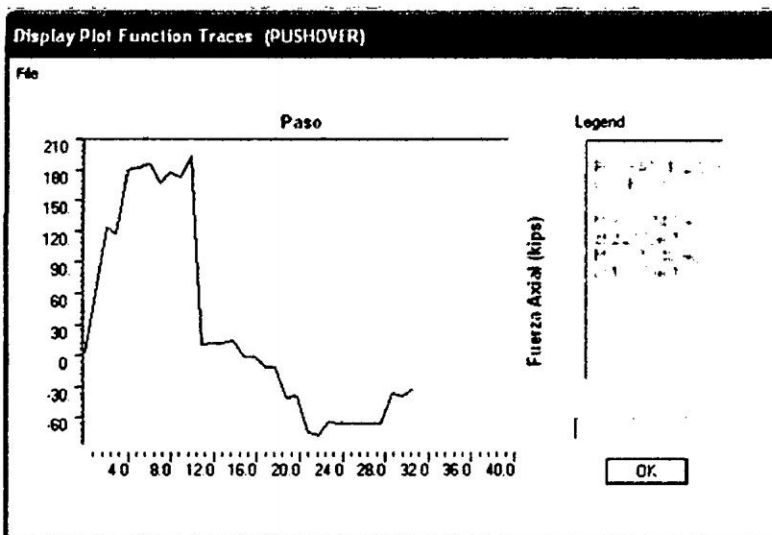


Figura C.13: AXIAL ATS1-2.

Apéndice D

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

Las siguientes figuras muestran el comportamiento de las distintas secciones durante el Análisis Tiempo Historia del registro acelerográfico de Moquegua 2001, normalizado al Sismo Extremo.

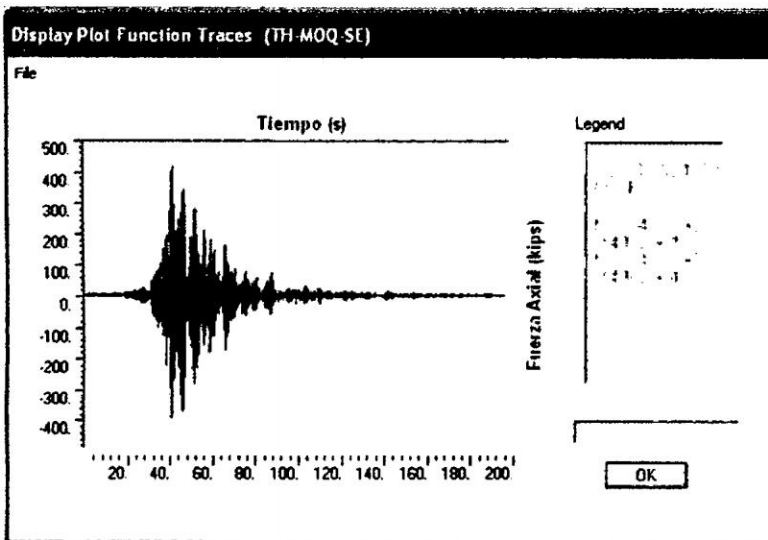


Figura D.1: AXIAL DGNL1.

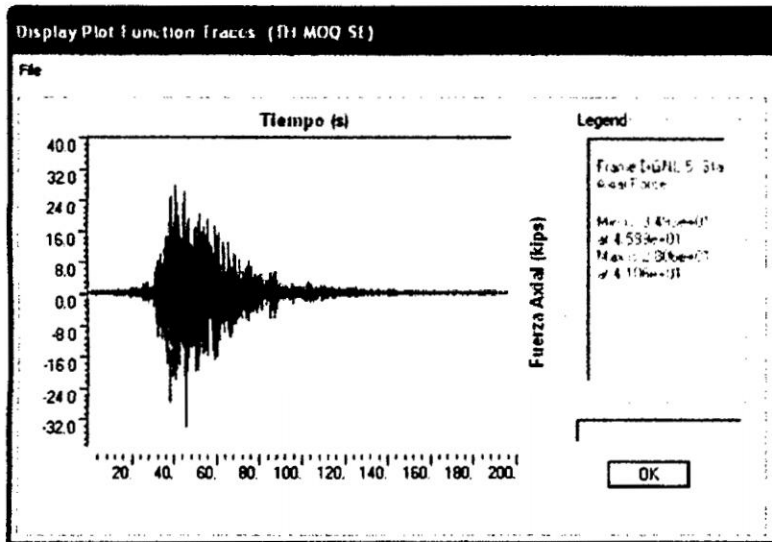


Figura D.2: AXIAL DGNL5.

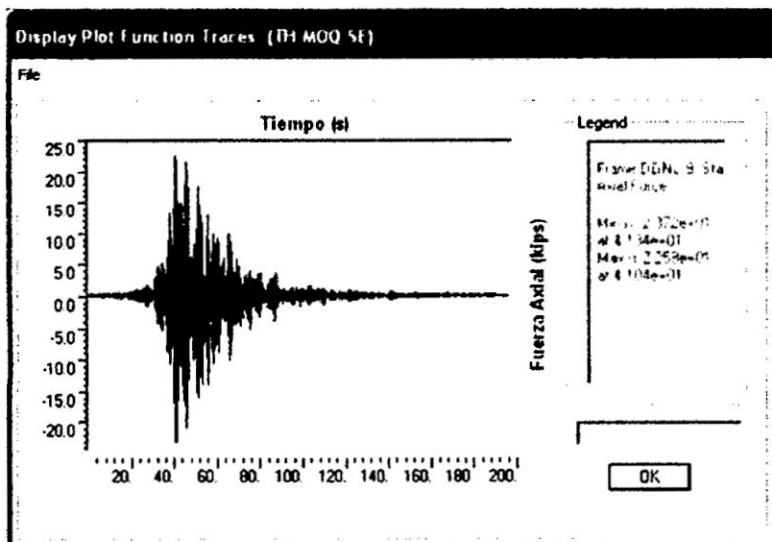


Figura D.3: AXIAL DGNL9.

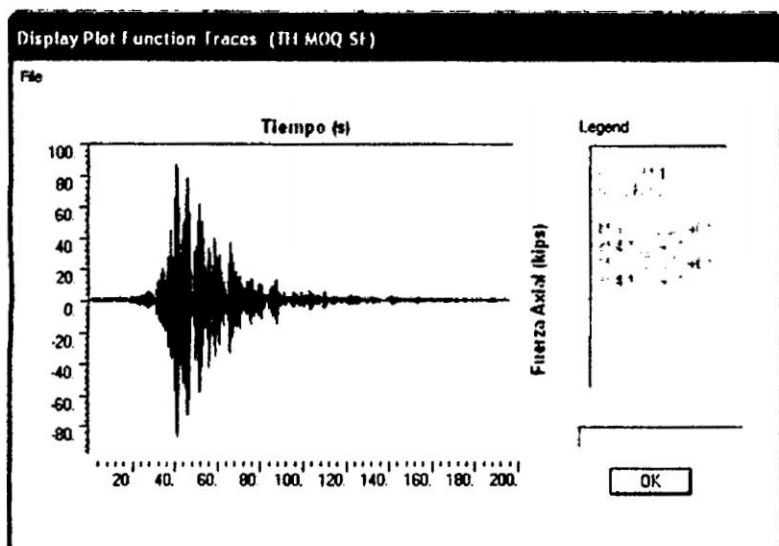


Figura D.4: AXIAL M1.

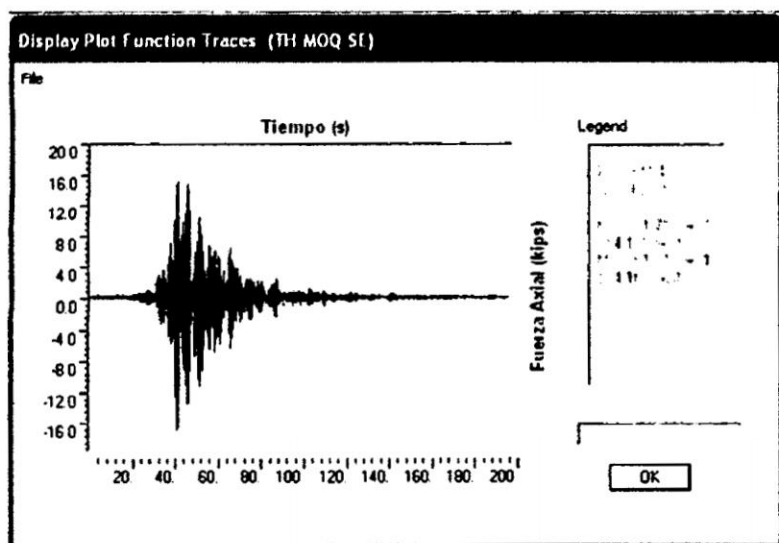


Figura D.5: AXIAL M4.

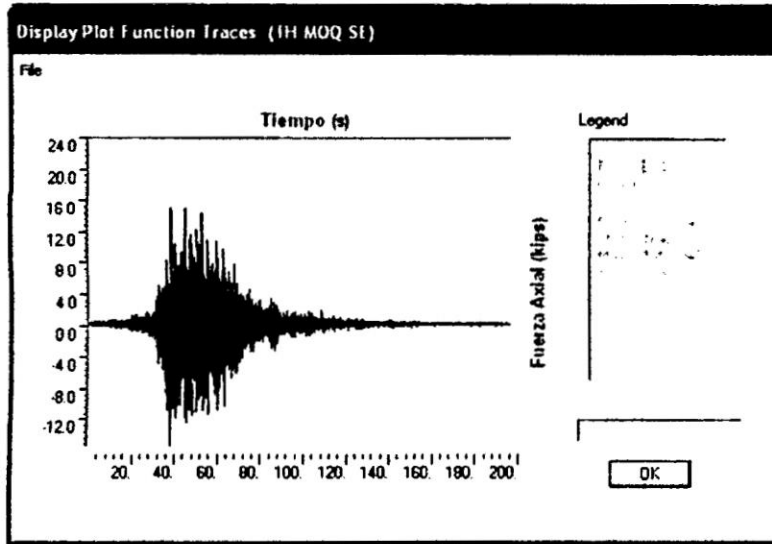


Figura D.6: AXIAL BI4.

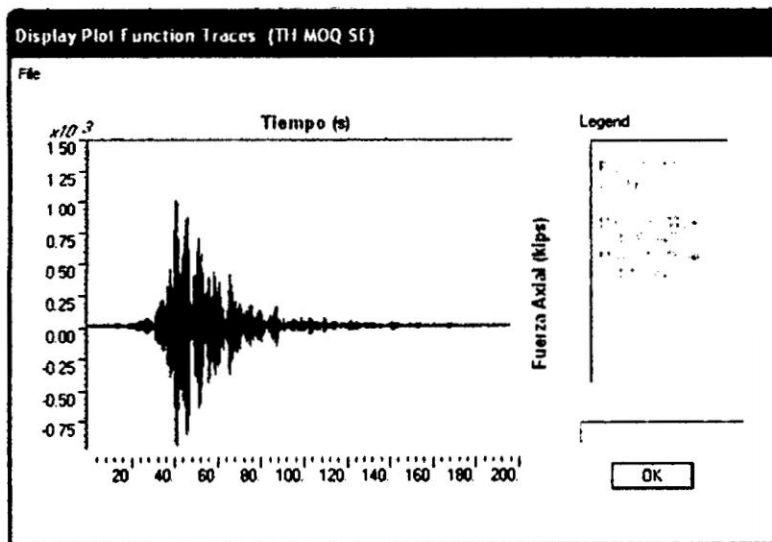


Figura D.7: AXIAL BI17.

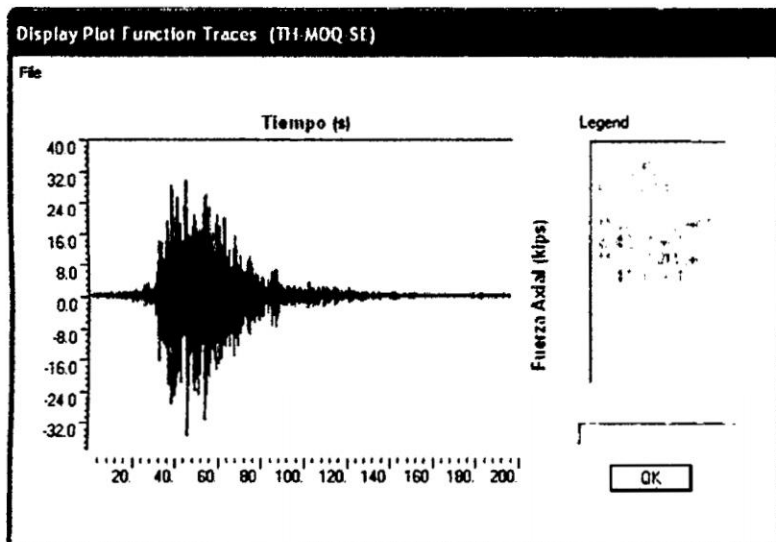


Figura D.8: AXIAL BS2.

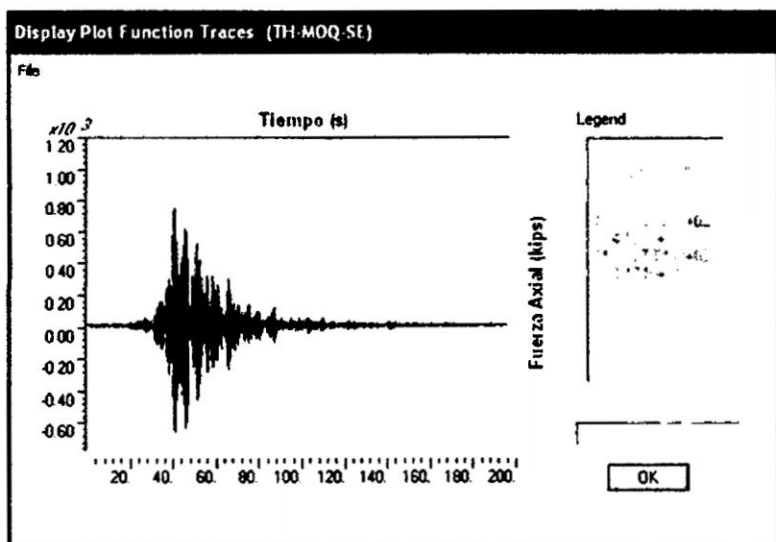


Figura D.9: AXIAL BS8.

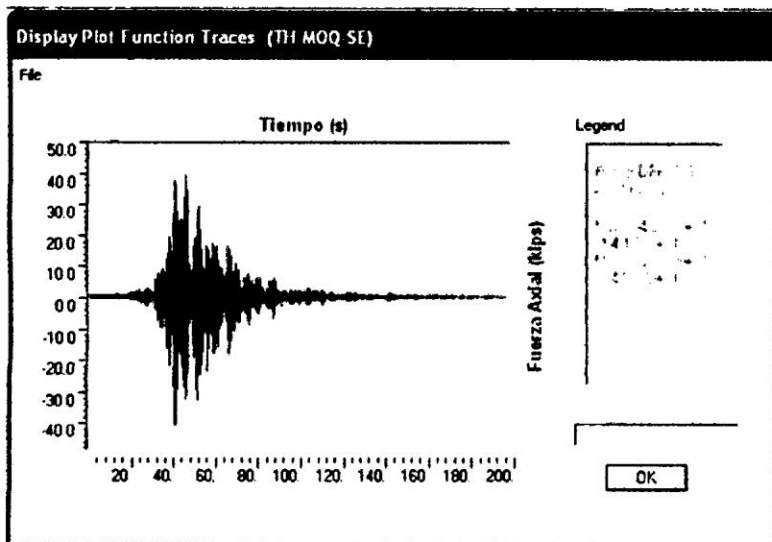


Figura D.10: AXIAL DFR-2.

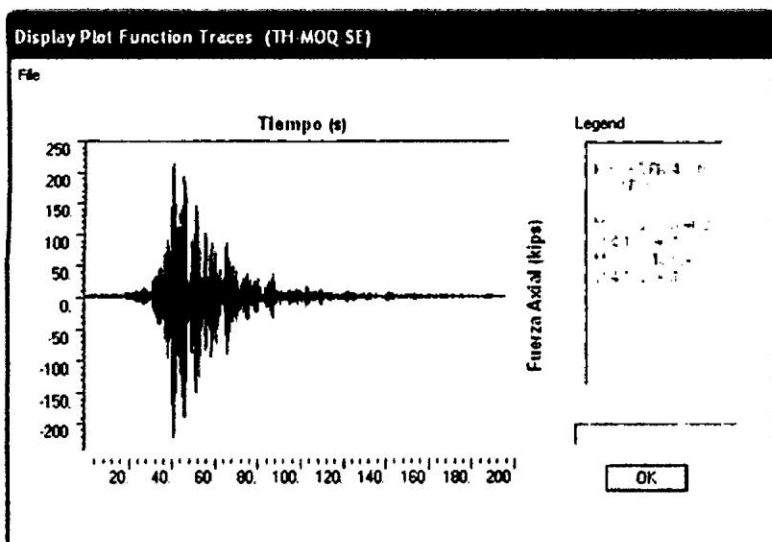


Figura D.11: AXIAL DFR-4.

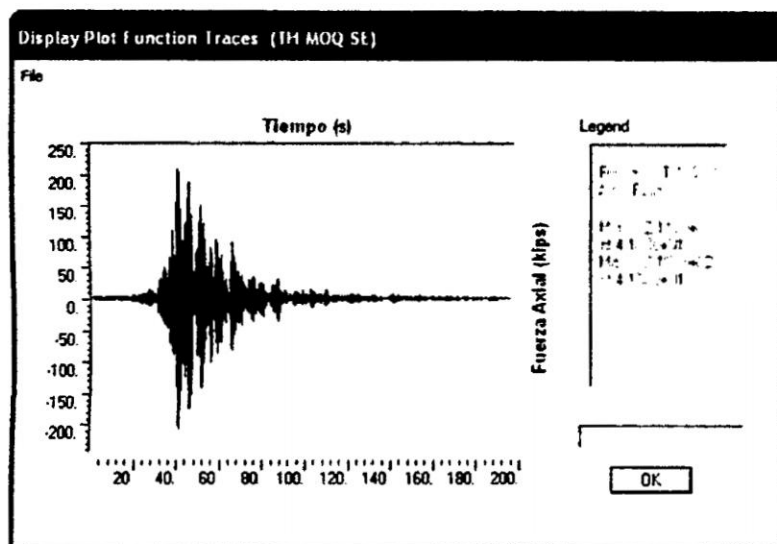


Figura D.12: AXIAL AST1.

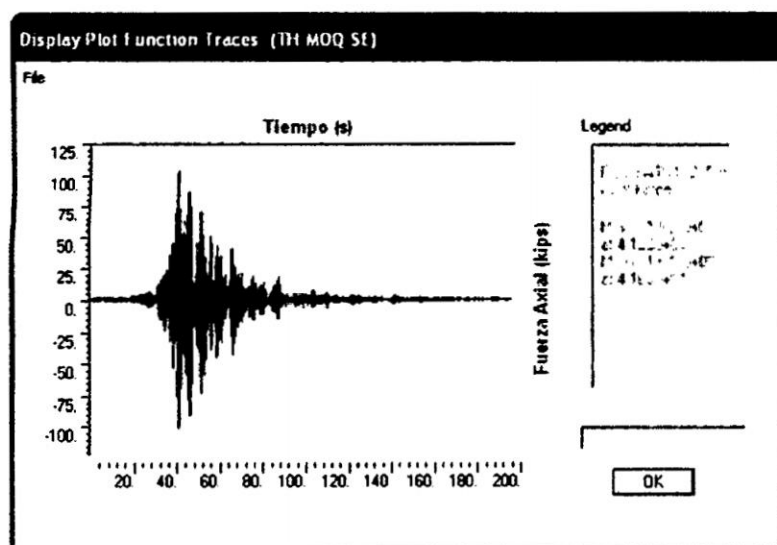


Figura D.13: AXIAL ATS1-2.

Apéndice E

PLANOS