



**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE
CHIMBORAZO**

FACULTAD DE MECÁNICA

ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA

**“SIMULACIÓN DE PUENTES MEDIANTE EL
SOFTWARE SAP 2000 Y CALIFICACIÓN DE
MATERIALES Y SOLDADURAS”**

ALLAUCA PALTA JOSÉ LUIS

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO MECÁNICO

RIOBAMBA – ECUADOR

2009

Epoch

Facultad de Mecánica

CERTIFICADO DE APROBACIÓN DE TESIS

CONSEJO DIRECTIVO

Julio 22 de 2009

Fecha

Yo recomiendo que la tesis preparada por:

ALLAUCA PALTA JOSÉ LUIS

Nombre del Estudiante

Titulada:

“SIMULACIÓN DE PUENTES MEDIANTE EL SOFTWARE SAP 2000 Y CALIFICACIÓN DE MATERIALES Y SOLDADURAS”

Sea aceptada como parcial complementación de los requerimientos para el Título de:

INGENIERO MECÁNICO

Facultad de Mecánica

f) Decano de la

Nosotros coincidimos con esta recomendación:

f) Director de tesis

f) Asesor de Tesis

EsPOCH

Facultad de Mecánica

CERTIFICADO DE EXAMINACIÓN DE TESIS

NOMBRE DEL ESTUDIANTE: ALLAUCA PALTA JOSÉ LUIS

TÍTULO DE LA TESIS: “SIMULACIÓN DE PUENTES MEDIANTE EL SOFTWARE SAP 2000 Y CALIFICACIÓN DE MATERIALES Y SOLDADURAS”

Fecha de Examinación: Julio 22 2009.

RESULTADO DE LA EXAMINACIÓN:

COMITÉ DE EXAMINACIÓN	APRUEBA	NO APRUEBA	FIRMA
ING. EDUARDO VÁSQUEZ (Presidente Trib. Defensa)			
ING. GEOVANNY NOVILLO (Director de Tesis)			
ING. RAÚL CABRERA (Asesor)			

* Más que un voto de no aprobación es razón suficiente para la falla total.

RECOMENDACIONES: _____

El Presidente del Tribunal quien certifica al Consejo Directivo que las condiciones de la defensa se han cumplido.

f) Presidente del Tribunal

DERECHOS DE AUTORÍA

El trabajo de grado que presentamos, es original y basado en el proceso de investigación y/o adaptación tecnológica establecido en la Facultad de Mecánica de la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo. En tal virtud, los fundamentos teóricos - científicos y los resultados son de exclusiva responsabilidad del autor. El patrimonio intelectual le pertenece a la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo.

f) José Luis Allauca Palta

AGRADECIMIENTO

El más sincero agradecimiento a la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, en especial a la Escuela de Ingeniería Mecánica, por brindarnos la oportunidad de obtener una profesión y ser personas útiles a la sociedad.

Y en especial para todos los amigos, compañeros y personas que nos apoyaron de una u otra manera para culminar con éxito una etapa de nuestras vidas.

JOSÉ LUIS ALLAUCA PALTA

DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico primero a Dios, de quien depende el éxito alcanzado, después a mis padres que son el pilar fundamental, en especial a mi madre, a mis profesores quienes han sido mis guías durante todo este tiempo, a quien ha sido mi motivación para alcanzar esta meta mi hijo conjuntamente con mi esposa.

JOSÉ LUIS ALLAUCA PALTA

TABLAS DE CONTENIDOS

<u>CAPÍTULO</u>		<u>PÁGINA</u>
1.	GENERALIDADES	
1.1	Introducción	1
1.1.1	Ubicación Geográfica del puente Santa Cruz	1
1.2	Planteamiento del Problema	2
1.3	Justificación	3
1.4	Objetivos	4
1.4.1	Objetivo General	4
1.4.2	Objetivos Específicos	4
2.	MARCO CONCEPTUAL Y TEÓRICO	
2.1	Marco Conceptual	5
2.2	Marco Teórico	7
2.2.1	Especificaciones y fundamentos de las normas AASTHO	7
2.2.1.1	Estudios Topográficos	10
2.2.1.2	Estudios de Hidrología e Hidráulica	11
2.2.1.3	Estudios Geológicos y Geotécnicos	14
2.2.1.4	Estudios de Riesgo Sísmico	15
2.2.1.5	Estudios de Impacto Ambiental	16
2.2.1.6	Estudios de Tráfico	17
2.2.1.7	Estudios Complementarios	18
2.2.1.8	Estudios de Trazo y Diseño Vial de los Accesos	18
2.2.1.9	Estudios de Alternativas a Nivel de Anteproyecto	19
2.3	Propiedades y Parámetros Geométricos para la simulación de SAP 2000	20
2.4	Cargas y Factores de Cargas	20
2.4.2	Cargas Permanentes	20
2.4.2.1	Peso Propio y Cargas Muertas	20
2.4.2.2	Empuje de Tierra	21
2.4.2.3	Deformaciones Impuestas	21
2.4.3	Cargas Variables	22
2.4.3.1	Cargas Durante la Construcción	22
2.4.3.2	Cargas Vivas de Vehículos	22
2.4.3.2.1	Número de Vías	22
2.4.3.2.2	Cargas Vivas de Diseño	22
2.4.3.2.2.1	Generalidades	22
2.4.3.2.2.2	Camión de Diseño	22
2.4.3.2.2.3	Tandem de Diseño	23
2.4.3.2.2.4	Sobrecarga Distribuida	23
2.4.3.2.2.5	Área de Contacto de las Ruedas	23
2.4.3.2.2.6	Modificación por Número de Vías Cargadas	23

2.4.3.2.3	Ubicación de las Cargas Vivas	24
2.4.3.2.3.1	Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal	24
2.4.3.2.3.2	Posición de las Cargas en Dirección Transversal	24
2.4.3.2.4	Fatiga	24
2.4.3.3	Efectos Dinámicos	25
2.4.3.4	Fuerzas Centrífugas	25
2.4.3.5	Fuerzas de Frenado y de Aceleración	26
2.4.3.6	Cargas sobre Veredas, Barandas y Sardineles	26
2.4.3.6.1	Sobrecargas en Veredas	26
2.4.3.6.2	Fuerzas sobre Sardineles	26
2.4.3.6.3	Fuerzas sobre Barandas	26
2.4.3.7	Cargas en Puentes Peatonales	27
2.4.3.8	Empuje de Agua y Subpresiones	27
2.4.3.8.1	Presión Estática	27
2.4.3.8.2	Supresiones	28
2.4.3.8.3	Efectos del Agua en Movimiento	28
2.4.3.8.3.1	En Dirección Longitudinal	28
2.4.3.8.3.2	En Dirección Transversal	28
2.4.3.8.4	Empuje Hidrodinámico	29
2.4.3.9	Variaciones de Temperatura	29
2.4.3.9.1	Rangos de Temperatura	29
2.4.3.9.2	Gradiente de Temperatura	29
2.4.3.10	Cargas de Viento	30
2.4.3.10.1	Generalidades	30
2.4.3.10.2	Presiones Horizontales sobre la Estructura	30
2.4.3.10.3	Presiones Horizontales sobre los Vehículos	31
2.4.3.11	Efectos de Sismo según ASSTHO	31
2.4.3.11.1	Alcances	31
2.4.3.11.2	Fuerzas Sísmicas	32
2.4.3.11.3	Coeficiente de Aceleración	32
2.4.3.11.4	Categorización de las Estructuras	32
2.4.3.11.5	Zonas de Compartimiento Sísmico	32
2.4.3.11.6	Condiciones Locales	33
2.4.3.11.6.1	Suelo Perfil Tipo I	33
2.4.3.11.6.2	Suelo Perfil Tipo II	33
2.4.3.11.6.3	Suelo Perfil Tipo III	33
2.4.3.11.6.4	Suelo Perfil Tipo IV	34
2.4.3.11.7	Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica	34
2.4.3.11.7.1	Generalidades	34
2.4.3.11.7.2	Excepciones	34
2.4.3.11.8	Factores de Modificación de Respuesta	34
2.4.3.11.8.1	Generalidades	34
2.4.3.11.8.2	Aplicaciones	35
2.4.3.12	Efectos de Sismo según CEC-2000	36
2.4.4	Cargas Excepcionales	37

2.5	Procedimiento del Material de Calificación y Soldadura	37
2.5.1	Acero Estructural y su Calificación	37
2.5.2	AWS D 1.1 Structural Welding Code Steel	40
2.5.2.1	Alcance	40
2.5.3	Procedimiento de Calificación según AWS D1.1	41
2.5.3.1.2	Combinación Metal Base-Metal de aporte	41
2.5.3.1.3	Método o Proceso de Soldadura	42
2.5.3.1.4	Detalles de las Juntas Soldadas que están Diseñadas	44
2.5.3.1.5	Requerimientos para el Pre calentamiento y Temperatura entre Pases	44
2.5.3.1.6	Electrodos para el método de Soldadura SMAW, Diámetro Máximo del Electrodo para el Método SMAW	45
2.5.3.1.7	Tipos de Ensayos, Posiciones de Soldadura	46
2.5.3.1.7.1	Tipos de Ensayos	46
2.5.3.1.7.2	Posiciones de Soldaduras	47
3.	ENSAYOS DE LABORATORIO PARA MATERIALES Y SOLDADURA	
3.1	Alcance	52
3.2	Caracterización del Material	52
3.2.1	Objetivo y Alcance	52
3.3.2	Equipos y materiales	52
3.2.3	Marco Teórico E.M.	53
3.2.4	Procedimiento para la Caracterización del Material	54
3.3	Selección del END Ultrasonidos, Líquidos penetrantes, Partículas Magnéticas (Asme BPV Code-Section V-Article 4.6.7 Respectively)	55
3.3.1	Etapas Básicas para la Selección y Aplicación de los END	55
3.3.2	Revisión ASME Sección V, Artículo 25, Ensayo por Partículas Magnéticas	58
3.3.2.1	Alcance	58
3.3.2.2	Evaluación de las Indicaciones	58
3.3.2.3	Indicaciones Típicas de las Partículas magnéticas	59
3.3.2.3.1	Discontinuidades Superficiales	59
3.3.2.3.2	Discontinuidades Sub-superficiales	59
3.3.2.4	Equipos	60
3.3.2.3	Partículas Secas	60
3.3.2.4	Magnetización Localizada	61
3.3.2.5	Interpretación de las Indicaciones	61
3.3.2.5.1	Indicaciones Relevantes	61
3.3.2.5.2	Indicaciones No Relevantes	61
3.3.2.5.3	Indicaciones Falsas	62
3.3.2.6	Registro de las Indicaciones	62
3.3.2.7	Desmagnetización	62
3.4	Ensayo Visual (E.V.)	62

		10
3.4.1	Objetivo y Alcance	62
3.4.2	Equipos y Materiales	63
3.4.3	Marco Teórico E.V.	63
3.4.3.1	Denominaciones de los Tipos de Soldadura	63
3.4.4	Procedimiento del Ensayo Visual	64
3.5	Ensayo partículas Magnéticas	64
3.5.1	Objetivo y Alcance	64
3.5.2	Equipos y materiales	64
3.5.3	Marco Teórico E.P.M.	65
3.5.4	Procedimiento del Ensayo por Partículas Magnéticas	70
3.5.4.1	Procedimiento Global	70
3.5.4.2	Procedimiento Particular (método seco)	71
3.6	Criterios de Aceptación de los Ensayos Según AWS D 1.1	71
3.6.1	Ensayo Visual	71
3.6.2	Ensayos No destructivos (NDT)	73
3.6.2.1	Ensayo Partículas Magnéticas (E.P.M.)	73
3.7	Interpretación, Conclusiones y Resultados de los Ensayos	74
3.7.1	Interpretación, Resultados y Conclusiones C.M.	74
3.7.2	Interpretación, Resultados y Conclusiones E.V.	80
3.7.3	Interpretación, Resultados y Conclusiones E.P.M	81
4.	SIMULACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA PUENTE EN SAP 2000	
4.1	Plano estructural en 3D	84
4.2	Modelación Geométrica en SAP 2000	85
4.2.1	Definición de Materiales	86
4.2.2	Definición y Asignación de propiedades de Sección	87
4.2.3	Definición de los Elementos Auxiliares para Puentes	87
4.2.4	Definición de los Grados de Libertad del puente (superestructura).	87
4.2.5	Definición de los grados de libertad de las Restricciones (foundspring)	88
4.2.6	Definición de las Bases que Soportará al Puente	88
4.2.7	Definición de la Variación de Forma del Puente	89
4.2.8	Definición de datos de Todos los Objetos del Puente	89
4.2.9	Obtención del Modelo Estructural	90
4.2.10	Resultados de la Modelación Geométrica	90
4.3	Definición de estados de carga, líneas de Carga Móvil y Combinaciones de Carga Según AASTHO	91
4.3.1	Alcance y Notación de los Factores de Cargas y Combinaciones	91
4.3.1.1	Alcance	91
4.3.1.2	Cargas y Notación	91
4.3.2	Factores de Carga y Combinaciones	92
4.4	Análisis y Resultados de Preproceso	94
4.4.1	Asignaciones de cargas	94

4.4.1.1	Carga Muerta	95
4.4.1.2	Carga Muerta Por Acera	97
4.4.1.3	Carga Viva Vehicular (Truck= LL)	97
4.4.1.4	Carga Viva de peatones (Pedestrian= PL)	99
4.4.1.5	Efecto de Viento sobre la Superestructura (WS)	99
4.4.1.5	Efecto de Viento Sobre la Carga Viva (Vehículo de Diseño =WL)	100
4.4.1.6	Carga por Sismo(EQ)	101
4.4.1.7	Carga de Impacto (IM) (ML = Moving Load efectos Dinámicos)	102
4.4.1.8	Fuerza de Frenado Vehicular (BR)	103
4.4.1.9	Fricción (FR)	105
4.4.2	Asignación de Combinaciones de Carga Según AASTHO	106
4.5	Diseño y Análisis de Resultados de Postproceso	107
4.5.1	Resultados Gráficos	107
4.5.2	Resultados de los Esfuerzos en los Miembros más Cargados	108
4.5.2.1	Resultados del Diseño por el Método AISC LRFD93	110
4.5.2.2	Verificación gráfica del Diseño Por el Método AISC LRFD93	113
4.5.3	Criterios de aceptación por Deformación Según la ASSTHO LRFD 2005	113
4.5.3.1	Análisis de las Deformaciones de la Viga Principal	113
4.5.4	Interpretación de Resultados AISC LRFD	115
4.5.4.1	Revisión de la Esbeltez del Patín para Vigas a Compresión	115
4.5.4.2	Revisión del Pandeo Local del Patín para Vigas a Flexión	116
4.5.4.3	Revisión del Pandeo Local del Alma para Esfuerzos Combinados	116
4.5.4.4	Revisión de la Capacidad Axial a Compresión	117
4.5.4.5	Revisión de la Capacidad por Flexión	118
4.5.4.6	Aplicación y Verificación de la Ecuación de Interacción para el Diseño Óptimo.	119
4.5.4.7	Revisión de la Capacidad por corte	119

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones	120
Recomendaciones	121

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFÍA

LINKOGRAFÍA

ANEXOS

LISTA DE TABLAS

<u>TABLA</u>		<u>PÁGINA</u>
2.1	FACTORES DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICOS PARA LRFD	9
2.2	PESOS ESPECÍFICOS DE ALGUNOS MATERIALES	21
2.3	FACTOR SEGÚN EL NÚMERO DE VÍAS CARGADAS	24
2.4	INCREMENTO DE LA CARGA VIVA POR EFECTOS DINÁMICOS	25
2.5	FUERZAS DE DISEÑO PARA BARANDAS	26
2.6	COEFICIENTE DE ARRASTRE TRANSVERSAL	28
2.7	COEFICIENTE DE ARRASTRE TRANSVERSAL	29
2.8	RANGOS DE TEMPERATURA POR REGIONES NATURALES ($^{\circ}C$)	29
2.9	TEMPERATURA QUE DEFINEN LOS GRADIENTES	30
2.10	VALORES DE LAS CONSTANTES C , Z_0	30
2.11	PRESIONES BÁSICAS CORRESPONDIENTES A $V=100\text{Km/h}$	31
2.12	ZONAS SÍSMICAS	33
2.13	COEFICIENTE DE SITIO	33
2.14	FACTORES DE MODIFICACIÓN DER RESPUESTA R-SUBESTRUCTURAS	35
2.15	FACTORES DE MODIFICACIÓN DER RESPUESTA R - CONEXIONES	35
2.16	PROPIEDADES, USOS Y DESIGNACIONES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES SEGÚN ASTM	38
2.17	COMPOSICION QUIMICA DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES	39
2.18	REQUERIMIENTOS DEL METAL DE APORTE SEGÚN EL METAL BASE	42
2.19	RECOMENDACIONES PARA PRECALENTAMIENTO Y TEMPERATURA ENTRE PASES	46
2.20	SELECCIÓN DEL AMPERAJE	46
3.1	CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS Y PROPIEDADES FÍSICAS DE PERFILES ESTRUCTURALES.	53
3.2	MATERIALES DIAMAGNÉTICOS, PARAMAGNÉTICOS Y FERROMAGNÉTICOS	66
3.3	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN - INSPECCIÓN VISUAL	72
3.4	RESULTADOS DE PORCENTAJES DE FERRITA -	75

	PERLITA	
3.5	DIAGRAMA DE EQUILIBRIO Fe-C	75
4.1	COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA	94
4.2	FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES I_P	94
4.3	MATERIALES A UTILIZAR PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	95
4.4	CARGA MUERTA DE LA SUPERFICIE DE RODADURA	96
4.5	CARGA MUERTA DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES	96
4.6	CARGA MUERTA POR ACERA	97

LISTA DE FIGURAS

<u>FIGURA</u>		<u>PÁGINA</u>
2.1	Camión de Diseño	23
2.2	Fuerzas de Diseño Vertical y Horizontal Uniformemente Distribuidos	27
2.3	Curva Esfuerzo Deformación para Diferentes tipos de Acero	39
2.4	Posiciones de Soldadura a tope en Planchas	48
2.5	Posiciones de Soldadura a filete en Planchas	48
2.6	Posiciones de soldadura a tope en Tuberías.	50
2.7	Posiciones de soldadura a filete en Tuberías.	51
3.1	Equipos de Laboratorio (C.M.)	52
3.2	Probeta Ensayada	53
3.3	Defectos Superficiales Detectados por Partículas Magnéticas	59
3.4	Defectos Sub-superficiales Detectados por Partículas Magnéticas	60
3.5	Figura 3.5 Equipos (EV)	63
3.6	Preparación de la Probeta (E.V.)	63
3.7	Tipos de Soldadura	63
3.8	Equipo (E.P.M)	64
3.9	Probeta soldada a Ensayar	64
3.10	Microestructura obtenida a 100X del Metals Handbook A36	74
3.11	Microestructura Probeta obtenida a 100X	74

3.12	Microestructura obtenida a 200X del Metal Handbook A36	74
3.13	Diagrama de equilibrio Fe-C	76
3.14	Análisis de la Microestructura de la Probeta con ataque 100X	76
3.15	Análisis de Dureza	77
3.16	Escalas de Dureza	77
3.17	Corte Longitudinal a 100X	78
3.18	Corte Transversal a 100X	79
3.19	Tipos de Inclusiones presentes en los Aceros	79
3.20	Especificaciones de la Probeta E. V.	80
3.21	Cráteres en la Sección Transversal	81
3.22	Falta de Tamaño de Suelta	81
3.23	Especificaciones de la Probeta E. P. M.	81
3.24	Distancia entre Puntas de Contacto	82
3.25	Ensayo en Varias Posiciones	82
3.26	Aplicación de las Partículas Magnéticas	83
3.27	Porosidades Subsuperficiales de la Probeta	83
4.1	Modelación Geométrica	85
4.2	Definición de los Materiales	86
4.3	Definición de los Perfiles Estructurales	86
4.4	Definición y Asignación de Propiedades de Sección	87
4.5	Definición de los Elementos Auxiliares para Puentes	87
4.6	Definición de los Grados de Libertad de la Superestructura.	88
4.7	Definición de los Grados de Libertad de las Restricciones (foundspring)	88
4.8	Definición de las Bases que Soportará al Puente	88
4.9	Definición de la Variación de Forma del Puente	89
4.10	Definición de Datos de Todos los Objetos del Puente	90
4.11	Obtención del Modelo Estructural	90
4.12	Resultados de la Modelación Geométrica	91
4.13	Carga Muerta Modelada en el SAP	97
4.14	Ubicación de la Carga por Acera	97
4.15	Camión de Diseño	98
4.16	Definición del Vehículo de Diseño	98
4.17	Aplicación de la Carga por Efectos Dinámicos	103
4.18	Factores de Fricción	105
4.19	Asignación de Combinación de Carga	106
4.20	Deformación con el Grupo uno	107
4.21	Diagrama del Momento M3 sobre el Puente	108
4.22	Análisis y Respuesta a las Cargas de la Viga Principal	110
4.23	Resultados del diseño de un Arriostro (Frame-31)	111
4.24	Resultados del diseño de una Viga secundaria (Frame-84)	112
4.25	Resultados del diseño de una Viga secundaria (Frame-84)	113
4.26	Verificación gráfica del diseño AISC LRFD93	114

LISTA DE ABREVIACIONES

AASHTO.	Asociación Americana de oficiales del Transporte y Autopistas Estatales (American Association of State Highway and Transportation Officials).
AISC	Instituto Americano de la Construcción en Acero, método LRFD.
AISD	Instituto Americano de la Construcción en Acero, método diseño por esfuerzos permisibles. (Allowable Stress Design).
ANSI	Instituto Nacional Americano Estándar (American National Estándar Institute).
ASME	Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos.
ASTM	Sociedad Americana para Ensayos y Materiales.
AWS	Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society)
END.	Ensayo(s) no destructivo(s), como por ejemplo inspección visual, ensayos ultrasónicos, ensayos con partículas magnéticas, ensayos con tintas penetrantes, ensayos radiográficos.
LRFD	Diseño por factores de carga y resistencia
ϕ	Factores de Resistencia
PQR	Registro de Calificación de Procedimientos.
λ	Factores de Carga
Q	Carga de servicio
R_n	Resistencia nominal o resistencia teórica
WPS.	Especificación de procedimiento de soldadura

LISTA DE ANEXOS

- ANEXO 1:** Clasificación de los Métodos de Soldadura según la AWS
- ANEXO 2:** Diseño de Uniones Habituales de Soldadura
- ANEXO 3:** Criterios de Aceptación para la Inspección Visual (AWS DS1.1)
- ANEXO 4:** Criterios de Aceptación para Ensayo Metalográfico (RT).
- ANEXO 5:** Criterios de Aceptación para Ensayo de Ultrasonido para Secciones no Tubulares Cargadas Estáticamente (UT).
- ANEXO 6:** Criterios de Aceptación para Ensayo de Ultrasonido para Secciones no Tubulares Cargadas Dinámicamente (UT).
- ANEXO 7:** Ventajas y Desventajas de las Partículas Magnéticas

REFERENCIAS

- [1] CERVERA E. Víctor. Diseño de Estructuras Metálicas. Santo Domingo: R. D. Marzo 2003. pp.8, 9, 10 y 11.
- [2] MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES (MTC Y DGCF). Manual de Diseño de Puentes del Perú (adaptaciones de la AASTHO). Lima-Perú: 2003. pp.10-30.
- [3] MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES (MTC Y DGCF). Manual de Diseño de Puentes del Perú (adaptaciones de la AASTHO). Lima-Perú: 2003. pp.49-67
- [4] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASTHO-LRFD,) Published Interim Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. pp. 3-21, fig.3.6.1.2.2-1
- [5] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASTHO-LRFD,) Published Interim Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. pp. 3-15, tabla 3.6.1.1.2-1.
- [6] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASTHO-LRFD,) Published Interim Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. pp. 3-26, tabla 3.6.2.1-1
- [7] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASTHO-LRFD,) Published Interim Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. pp. 3.46-3.61
- [8] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASTHO-LRFD,) Published Interim Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. pp. 3.50, tabla 3.10.4-1
- [9] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASTHO-LRFD,) Published Interim Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. pp. 3.51, tabla 3.10.5.1-1
- [10] CEC-2000, Código Ecuatoriano de la Construcción 2000 Peligro Sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente Pág. 12
- [11] MEHL F Rober. Metals Hadbook. Volumen 7. 8th Edition. Ohio: 44073 ASM
- [12] STRUCTURAL WELDING CODE STEEL (ANSI-AWS). Standard D1.1-2002. 18th Edition. Miami: 2002.Tabla 3.1
- [13] STRUCTURAL WELDING CODE STEEL (ANSI-AWS). Standard D1.1-2002. 18th Edition. Miami: 2002. Tabla 3.2
- [14] STRUCTURAL WELDING CODE STEEL (ANSI-AWS). Standard D1.1-2002. 18th Edition. Miami: 2002. Tabla A-1
- [15] Fuente tomada por catálogos AHMSA www.ahmsa.com.
- [16] SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS MECÁNICOS (ASME BPV Code-Section V). Ensayo de Partículas Magnéticas (ASTM Especificación E 709-95). Washington DC: 1995. pp. 549-569.
- [17] STRUCTURAL WELDING CODE STEEL (ANSI-AWS). Standard D1.1-2002. 18th Edition. Miami: 2002. Tabla 6.1
- [18] <http://www.construaprende.com/csi/sap2000.html>.
- [19] MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES (MTC Y DGCF). Manual de Diseño de Puentes del Perú (adaptaciones de la AASTHO). Lima-Perú: 2003. pp.67-70.
- [20] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASTHO-LRFD,) Published Interim

- Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. pp. 3.12, tabla 3.4.1-1 y tabla 3.4.1-2.
- [21] LANDÁZURI S. César. Seminario de Ingeniería de Puentes. “Pontificia Universidad Católica del Ecuador”. Quito-Ecuador: del 13 al 23 de mayo del 2002.
- [22] AVOALLONE Eugene A. Manual del Ingeniero Mecánico. 9ª Edición México: tomo1 McGraw-Hill. Agosto 2003. pp. 3.30
- [23] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASHTO-LRFD,) Published Interim Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. literal 2.5.2.6.2 Criteria for deflexion.
- [24] GALAMBOS, Theodore V. Diseño de Estructura de Acero con LRFD. México: Prentice Hall 1999. pp.119-135
- [25] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC-LRFD). Manual of Steel Construction. 2nd edition. Chicago: Copyright 1994. Tabla B 5.1
- [27] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC-LRFD). Manual of Steel Construction. 2nd edition. Chicago: Copyright 1994. Section E2
- [28] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC-LRFD). Manual of Steel Construction. 2nd edition. Chicago: Copyright 1994. Section F2

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo principal evaluar los materiales y soldaduras que se utilizarán en la construcción del puente sobre el río Santa Cruz y simular su resistencia mediante SAP 2000.

Para la verificación se utiliza SAP 2000 v.12, mediante el módulo de puentes (BRIM), el mismo que permite modelar la geometría de la superestructura y subestructura, asignar materiales y propiedades de sección de perfiles, asignar cargas y condiciones de apoyo, analizar y verificar deformaciones y condición de resistencia, además que se presenta el procedimiento a seguir para el análisis y diseño del puente.

Para el diseño estructural, evaluación e interpretación, se aplicó el Método LRFD apoyado con normas y estándares complementarios tales como: AASTHO-LRFD (Asociación Americana del Transporte y Autopistas Estatales Oficiales), AISC-LRFD (Instituto Americano de la Construcción en Acero), MTC Y DGCF (Normas de Diseño de Puentes del Perú), BDM (Manual de Diseño de Puentes del Estado de Washington), dando como resultado las dimensiones de los perfiles estructurales que soportarán las cargas de diseño.

Para la evaluación de materiales estructurales y soldaduras se realizó ensayos de laboratorio como son: la caracterización del acero ASTM A-36 mediante análisis de microestructuras presentes, inclusiones, tamaño de grano, dureza. Se aplicó ASME-BPV Code-Section V Artículo 25 para ensayo por partículas magnéticas para la detección de defectos en soldaduras. Ensayo visual a las soldaduras (acero ASTM A36 como material base y material de aporte E7018). Para el procedimiento y calificación se aplicó los criterios de aceptación según AWS D1.1.

SUMMARY

The present work has as main objective to evaluate the materials and welding that will be used in the construction the bridge on the river Santa Cruz and to simulate It is resistance by means of SAP 2000.

For the verification SAP 2000 v.12 is used, by means of the module bridges (BRIM), the same one that allows modeling the geometry of the superstructure and substructure, to assign materials and properties of section profiles, to assign loads and conditions support, to analyze and to verify deformations and condition of resistance, also that the procedure is presented for the analysis and design of the bridge.

For the structural design, evaluation and interpretation, the method leaning LRFD was applied with standards complementary such as: AASTHO -LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials), AISC - LRFD (Manual of Steel Construction), MTC AND DGCF (Bridge Design Manual Perú), BDM (Bridge Design Manual Washington State), giving the dimensions as a result the structural profiles that They are will support the loads design.

For the evaluation the material structural and welding were carried out laboratory tests like they are: the characterization gives the steel ASTM A36 by means of analysis present microstructures, inclusions, size gives grain, hardness. ASME BPV Code-Section V Article was applied 25 for test for magnetic particles for the detection of defects in welding. The visual test to the welding (steel ASTM A36 how material bases and material contribution E7018). For the procedure and qualification was applied the acceptance criteria according to AWS D1.1.

BIBLIOGRAFÍA:

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (AASHTO-LRFD,) Published Interim Revisions. 3rd EDITION. Washington DC: 2005. (Normas).

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES (MTC Y DGCF). Manual de Diseño de Puentes del Perú (adaptaciones de la AASHTO). Lima-Perú: 2003. (Normas).

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Bridge Design Manual. Washington DC: 2008. (Normas)

BOWLES, Joseph E. Diseño de Acero Estructural. México: Limusa. 1992

SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS MECÁNICOS (ASME BPV Code-Section V). Ensayo de Partículas Magnéticas (ASTM Especificación E 709-95). Washington DC: 1995. (Normas).

STRUCTURAL WELDING CODE STEEL (ANSI-AWS). Standard D1.1-2002. 18th Edition. Miami: 2002. (Normas).

LANDÁZURI S. César. Seminario de Ingeniería de Puentes. "Pontificia Universidad Católica del Ecuador". Quito-Ecuador: del 13 al 23 de mayo del 2002.

AVOALLONE Eugene A. Manual del Ingeniero Mecánico. 9ª Edición México: tomo1 McGraw-Hill. Agosto 2003.

CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN 2000 (CEC-2000), Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculo para Diseño Sismo-Resistente. Quito-Ecuador: 2000

GALAMBOS, Theodore V. Diseño de Estructura de Acero con LRFD. México: Prentice Hall 1999.

COMPUTERS AND STRUCTURES. Manuales del Programa SAP2000. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. California, USA: Inc. Berkeley.

MEHL F Rober. Metals Hadbook. Volumen 7. 8th Edition. Ohio: 44073 ASM

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC-LRFD). Manual of Steel Construction. 2nd edition. Chicago: Copyright 1994. (Normas).

CERVERA E. Víctor. Diseño de Estructuras Metálicas. Santo Domingo: R. D. Marzo 2003

LINKOGRAFÍA

ACERO

http://www.ahmsa.com.mx/Acero/Productos/Placa/prod_lamcal_placa_ema

[r.](#)

HtmMarks.

2009-01-24

NORMA AWS

<file:///H:/aws.htm>

2009-02-20

DISEÑO ESTRUCTURAL

<http://www.construaprende.com/Apuntes/01/A1pag05.php>

2009-02-20

CALIFICACIÓN ACERO ESTRUCTURAL

http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0120-

[56092009000100003&lng=pt&nrm=iso.](http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0120-56092009000100003&lng=pt&nrm=iso)

2009-03-21

MATERIALES

<http://www.imm.unavarra.es/jzurita/web/pages/emyh4ii/emyh4ii.doc/>

2009-03-29

FILOSOFÍA DEL DISEÑO

http://fic.uni.edu.pe/archivos_titulacion/PV-Proy-

[Vial%20Interurbana%20Ing.%20DOMINGUEZ/PV-](http://fic.uni.edu.pe/archivos_titulacion/PV-Proy-Vial%20Interurbana%20Ing.%20DOMINGUEZ/PV-)

[Cesar%20Alvado%20Calderon/Ptes%20y%20O%20de%20Arte%202%20de%20](http://fic.uni.edu.pe/archivos_titulacion/PV-Proy-Vial%20Interurbana%20Ing.%20DOMINGUEZ/PV-Cesar%20Alvado%20Calderon/Ptes%20y%20O%20de%20Arte%202%20de%20)

[3.pdf](http://fic.uni.edu.pe/archivos_titulacion/PV-Proy-Vial%20Interurbana%20Ing.%20DOMINGUEZ/PV-Cesar%20Alvado%20Calderon/Ptes%20y%20O%20de%20Arte%202%20de%203.pdf)

2009-04-24

CÓDIGO ECUATORIANO

<http://www.disaster-info.net/PED->

[Sudamerica/leyes/leyes/suramerica/ecuador/otranorm/Codigo_Ecuatoriano](http://www.disaster-info.net/PED-Sudamerica/leyes/leyes/suramerica/ecuador/otranorm/Codigo_Ecuatoriano)

[_Construccion.pdf](http://www.disaster-info.net/PED-Sudamerica/leyes/leyes/suramerica/ecuador/otranorm/Codigo_Ecuatoriano_Construccion.pdf)

2009-04-27

SAP 2000

<http://www.construaprende.com/csi/sap2000.html>

2009-05-12

MANUAL SAP 2000

<http://www.arquitectuba.com.ar/manuales-espanol/manual-de-sap-2000-en-espanol/>

CURSO SAP

<http://www.emagister.com/sap2000-nivel-1-cursos-2203880.htm>

2009-05-30

CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Actualmente el CONSEJO PROVINCIAL DE SUCUMBIOS por gestión de su Prefecto y su Director de diseños y proyectos se encuentra realizando la construcción de varios puentes en su provincia. Por lo que requiere realizar los estudios necesarios con la finalidad de garantizar que las obras que se tiene planificada cumpla con normas y estándares de calidad, seguridad y que a la vez sean de gran beneficio para las poblaciones, por lo que se plantea efectuar como tema de tesis la “SIMULACIÓN DE ESFUERZOS PARA PUENTES, MEDIANTE EL SOFTWARE SAP 2000 Y CALIFICACIÓN DE LOS MATERIALES Y SOLDADURAS”.

“La construcción del puente se efectuará sobre el río Santa Cruz de 11 metros de luz de un carril para la precooperativa los Puruhaes Km. 8 vía al coca margen derecho segunda línea parroquia Nueva Loja cantón Lago Agrio”

Por lo que se hace necesario que se realice estudios, pruebas, ensayos de los materiales conjuntamente con la soldadura ha utilizarse en la construcción del puente con el objetivo de calificar la calidad del mismo mediante la simulación de esfuerzos por medio de un software y el análisis en el laboratorio de materiales y soldaduras.

Es importante indicar que el Consejo Provincial de Sucumbíos cuenta con un prediseño, realizado por el Director de Proyectos, en donde el objetivo es simular los

esfuerzos de la superestructura y evaluar los materiales con las soldaduras a utilizarse, con el propósito de validar técnicamente el mismo.

1.1.1 Ubicación Geográfica del puente Santa Cruz.



1.2.

Mediante esta simulación se busca validar la resistencia de la estructura del puente en SAP 2000 y que a la vez se pueda validar la resistencia del mismo, según códigos y normas en lo que se refiere a la construcción de puentes como son las normas AASTHO LFRD 2005 INTERINO, BRIDGE DESIGN MANUAL 2008 WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION y entre otras como MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES Lima, Perú 2003, dichas normas nos permitirá obtener las combinaciones de cargas para la simulación y validación de la estructura. Además se busca efectuar varios ensayos no destructivos en el laboratorio para así verificar el comportamiento de las estructuras presentes en los materiales y soldaduras en el cual se busca aplicar los criterios de aceptación según la norma AWS D 1.1 STRUCTURAL WELDING CODE STEEL específica para construcciones soldadas en acero estructural y ASME BPV CODE SECTION V en lo que se refiere a la elaboración del procedimiento para la ejecución de ensayos no destructivos.

1.3. JUSTIFICACIÓN

JUSTIFICACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA:

Todo profesional debe estar conciente que para la ejecución de proyectos y trabajos se deberá realizar bajo normas y estándares nacionales e internacionales con la finalidad de que se garantice parámetros de calidad y seguridad. Por eso se ha visto en la necesidad e importancia de que exista una fuente de consulta para la interpretación y aplicación práctica a nuestro perfil profesional por lo que se ha propuesto plantear como tema de tesis la SIMULACIÓN DE ESFUERZOS PARA PUENTES, MEDIANTE SOFTWARE SAP 2000, software específico para proyectos ingenieriles que entre otras normas se incorpora AASTHO, norma específica para puentes y carreteras, y la CALIFICACIÓN DE LOS MATERIALES Y SOLDADURAS mediante las normas de la AWS D11 (STRUCTURAL WELDING CODE-STEEL) y ASME BPV CODE SECTION V. Como el propósito del Gobierno Provincial de Sucumbíos es aplicar este diseño para otros puentes, entonces se justifica técnica y económicamente la realización de esta tesis, por otra parte este trabajo constituirá un valioso aporte para el desarrollo del País.

1.4. OBJETIVOS:

1.4.1 Objetivo general:

Evaluar los materiales y soldaduras que se utilizarán en la construcción del puente sobre el río Santa Cruz y simular su resistencia mediante el SAP 2000.

1.4.2 Objetivos específicos:

1. Aplicar las normas para la realización de los ensayos de materiales y soldaduras en el laboratorio.
2. Aplicar ensayos no destructivos en los materiales y soldaduras bajo normas y estándares, que se emplearán en la construcción de la superestructura para el puente.
3. Aplicar los criterios de aceptación en los materiales y soldaduras según la norma AWS D 1.1.
4. Establecer una guía para la simulación de esfuerzos en SAP 2000 y a la vez validar la resistencia del puente.
5. Analizar e interpretar los resultados obtenidos y presentar los informes respectivos.

CAPÍTULO II

2. MARCO CONCEPTUAL Y TEÓRICO

2.1. Marco Conceptual

- Anteproyecto
Conjunto de estudios iniciales que hacen posible la evaluación de una solución propuesta, antes de su desarrollo definitivo.
- Proyecto
Comprende todos los estudios y documentos necesarios que hacen posible la construcción del puente. Los estudios son definitivos y realizados con información más completa y detallada que a nivel de Anteproyecto. Generalmente el proyecto se prepara con fines de Licitación de la “Obra”.
- Estudios Básicos de Ingeniería
Conjunto de estudios para obtener los datos necesarios para la elaboración de los anteproyectos y proyectos del puente. Dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra los estudios necesarios son:
 - ◆ Estudios Topográficos
 - ◆ Estudios Hidrológicos e Hidráulicos
 - ◆ Estudios Geológicos y Geotécnicos
 - ◆ Estudios de Riesgo Sísmico
 - ◆ Estudios de Impacto Ambiental
 - ◆ Estudios de Tráfico
 - ◆ Estudios Complementarios
 - ◆ Estudios de Trazos de la Vía
- Obras de Arte Especiales
Conjuntos estructurales tales como puentes, viaductos, pasarelas, túneles, muros de gran tamaño y otras obras de magnitud, tal que, por sus proporciones y características, requieren proyectos específicos desarrollados por ingenieros calificados, construidos bajo la responsabilidad de profesionales de experiencia y con la supervisión constante y adecuada en todas las fases de la construcción.
- Puente
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.
- Viaducto
Puente a desnivel sobre una vía de tráfico.
- Pontón
Puente de longitud menor que 10 metros.
- Especificaciones Generales
Son aquellas instrucciones que definen las características de los materiales y

los equipos a emplear, determinan los procedimientos constructivos, los métodos de control de calidad y los criterios para la aceptación o el rechazo de los materiales o de la construcción, fijan la modalidad de elaboración de las valorizaciones y el cronograma de pagos. Son válidas para las obras o para un grupo de obras de organismo contratante.

- **Especificaciones Particulares**
Instrucciones que modifican las especificaciones generales, debido a las condiciones especiales de un proyecto determinado; deben ser justificadas por el autor del proyecto y aprobadas por el organismo contratante. Son válidas solamente para el proyecto específico.
- **Especificaciones Complementarias**
Instrucciones referidas a obras particulares; establecen procedimientos y especificaciones sobre métodos de ensayo no previstos en las normas nacionales vigentes ni en las instrucciones generales.
- **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 o 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 asentamientos de apoyo.
- **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 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.
- **Carga Factorizada (LF)**
Son Las cargas nominales multiplicadas por los coeficientes apropiados de carga, especificados para la combinación de carga bajo consideración.
- **Resistencia Factorizada (LR)**
La resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia.

- Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)
Es una formalidad basada en el diseño metodológico en que los efectos de fuerza causados por las cargas factorizadas no se les permita exceder la resistencia factorizada de los componentes.
- Superestructura
Partes estructurales del puente que provee el tramo horizontal.
- Subestructura
Partes estructurales del puente que soporta el tramo horizontal.
- Sardineles o barreras.
Obra hecha de ladrillos sentados de canto y de modo que coincida en toda su extensión la cara de uno con la del otro.
- Meandros del río
Describe cada una de las curvas que tiene el curso de un río
- Lluvia-Escorrentía
Agua de lluvia que discurre por la superficie de un terreno.
- AWS D1.1
Documento normativo de la AWS que contiene las especificaciones de soldadura estructural de acero (Structural Welding Code- Steel).
- AWS D1.3
Documento normativo de la AWS que contiene las especificaciones de soldadura estructural de láminas de acero (Structural Welding Code- Sheet Steel).
- Calificación de procedimientos de soldadura.
Proceso para evaluar la validez de un procedimiento de soldadura.
- Especificación del procedimiento de soldadura WPS.
Documento técnico informativo que explica las características que debe tener un procedimiento de soldadura específica, previamente calificada o recomendado (precalificado) por un código respectivo.
- Proceso SMAW.
Proceso de soldadura por arco eléctrico y electrodo metálico revestido.

2.2. MARCO TEÓRICO.

2.2.1 Especificaciones y Fundamentos de las Normas AASTHO

Las normas AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Oficial) se fundamentan en el diseño por el método LRFD que se basa en los conceptos de estados límite, mismo que describe una condición en la que una estructura, o alguna parte de ella, dejan de cumplir su función. Este estado límite se puede subcatalogar en dos tipos: los de resistencia y los de servicio.

El primero se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluye las

resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc. Mientras que los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, mismas que tienen que ver con el uso y la ocupación como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

En el método LRFD las cargas de servicio (Q) son multiplicadas por los llamados factores de carga o de seguridad (λ_1). Con esto se obtienen las cargas factorizadas, mismas que serán utilizadas para el diseño de la estructura. Esta estructura deberá tener un diseño lo suficientemente fuerte que permita resistir estas cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia (ϕ) que es normalmente menor a la unidad. Con esto se busca tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. En resumen puede decirse que para este tipo de diseño

$$(\lambda_1)(Q) \leq (\phi)(R_n) \quad [\text{Ec. 1}]$$

(Suma de los productos de los efectos de las cargas)(Factor de carga) < (Factor resistencia) (Resistencia nominal)

A. Factores de Carga

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

El **AISC-LRFD** tiene las siguientes combinaciones de carga:

- a) $U = 1.4D$
- b) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

Si se consideran las fuerzas de viento o sismo:

- c) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- d) $U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- e) $U = 1.2D + 1.5E + (0.5L \text{ o } 0.2S)$

Para considerar el posible efecto de volteo:

- f) $U = 0.9D - (1.3W \text{ o } 1.5E)$

U representa la carga última; D son las cargas muertas; L son las cargas vivas; L_r son las cargas vivas en techos; S son las cargas de nieve; R son las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W son las cargas de viento y E son las cargas sísmicas.

B. Factores de Resistencia

Para estimar con “precisión” la resistencia última de una estructura, es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones, en la mano de obra, etc. Algunas de las incertidumbres que afectan a estos factores son:

- a) La resistencia de los materiales puede variar inicialmente en forma considerable respecto a los valores supuestos y la variación será mayor con el paso del tiempo debido al flujo plástico, a la corrosión y a la fatiga.
- b) Los métodos de análisis están sujetos con frecuencia a errores apreciables o no se tiene un criterio definido para la estructuración.
- c) Los fenómenos naturales como sismos, huracanes, tornados, etc., causan condiciones difíciles de predecir.
- d) Las incertidumbres durante el proceso constructivo así como el maltrato que puedan recibir las estructuras durante la fabricación y montaje. Las cargas constructivas pocas veces consideradas en los análisis de cargas, etc.
- e) Las cargas muertas de una estructura pueden estimarse con bastante exactitud, pero no así las cargas vivas.
- f) Otras incertidumbres son la presencia de esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, variaciones en las dimensiones de las secciones, etc.

A continuación se muestra en la tabla 2.2.1, los diferentes factores de resistencia especificados para el método LRFD. Estos valores están basados en investigaciones realizadas en La Universidad Washington en San Luis, Missouri.

Tabla 2.1 FACTORES DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICOS PARA LRFD [Ref.1]

Situaciones	Factores de Resistencia ϕ
Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.	1.00
Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.	0.90
Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.	0.85
Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.	0.80
Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a tensión.	0.75
Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo A307)	0.65
Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de hormigón.	0.60

En las especificaciones de la normas AASTHO SECCION 2 menciona los estudios requeridos, la mismas que tienen como finalidad el obtener la información necesaria para la elaboración de los anteproyectos y proyectos del puente. Los Estudios que pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra son:

- ◆ Estudios Topográficos
- ◆ Estudios Hidrológicos e Hidráulicos
- ◆ Estudios Geológicos y Geotécnicos
- ◆ Estudios de Riesgo Sísmico
- ◆ Estudios de Impacto Ambiental
- ◆ Estudios de Tráfico
- ◆ Estudios Complementarios
- ◆ Estudios de Trazos de la Vía

La información que se adjunta a este trabajo contiene los objetivos y alcances de los estudios básicos de la ingeniería.

2.2.1.1 Estudios Topográficos [Ref.2]

Objetivos

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Alcances

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a

intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.

- En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos; ubicación o colocación de Bench Marks.
- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

2.2.1.2 Estudios de Hidrología e Hidráulica

Objetivos

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. Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.

- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

Alcances

El programa de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente; en el caso de reemplazo de un puente colapsado es conveniente obtener los parámetros de diseño anteriores.
- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales o nacionales, encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.
- Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación del caudal máximo.
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvia se tienen: el método racional, métodos en base a hidrogramas unitarios sintéticos, métodos empíricos, etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca; en caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá obtener directamente valores de caudal máximo para distintas probabilidades de ocurrencia (periodos de retorno).
- Estimación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos; en todos los casos se recomienda llevar a cabo una prueba de ajuste de los distintos métodos de análisis de frecuencia (Gumbel, Log - Pearson Tipo III, Log - Normal, etc.) para seleccionar el mejor.

Adicionalmente, pueden corroborarse los resultados bien sea mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.

- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla, debiéndose garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del puente que el usualmente requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por el puente.
- Caracterización morfológica del cauce; es especialmente importante la determinación de la estabilidad, estática o dinámica, o inestabilidad del cauce, y asimismo, el aporte de escombros desde la cuenca, los cuales permitirán preestablecer las condiciones a las que estará expuesta la estructura.
- Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación; estas incluyen la pendiente del cauce en el tramo de estudio, diámetro medio del material del lecho tomado a partir de varias muestras del cauce, coeficientes de rugosidad considerando la presencia o no de vegetación, materiales cohesivos, etc.
- Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal; la longitud del tramo a ser analizado dependerá de las condiciones de flujo previstas, por ejemplo, alteraciones aguas arriba o aguas abajo que debieran considerarse.
- Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce; se sugiere la utilización de los programas de cómputo HEC-2, HEC-RAS o similares.
- Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprende la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.
- Determinación de las profundidades de socavación general, por contracción, local y total.
- Evaluación de las estimaciones de socavación total.
- Recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales.

2.2.1.3 Estudios Geológicos y Geotécnicos

Estudios Geológicos

Objetivo

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

Alcances

El programa de estudios deberá considerar exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto. Los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

- Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- Descripción geomorfológica.
- Zonificación geológica de la zona.
- Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.
- 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.

Estudios Geotécnicos

Objetivos

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

Alcances

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los Estudios geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada, 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.

2.2.1.4 Estudios de Riesgo Sísmico

Objetivos

- 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.

Requisitos Mínimos

En ningún caso serán las fuerzas sísmicas menores que aquellas especificadas en el literal 2.4.3.11 del presente trabajo.

Requerimiento de los Estudios

El alcance de los estudios de riesgo sísmico dependerá de:

- La zona sísmica 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 el literal 2.4.3.11, 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 150 m.

Alcances

Cuando se requiera un estudio de riesgo sísmico para el sitio, éste deberá comprender como mínimo lo siguiente:

- Recopilación y clasificación de la información sobre los sismos observados en el pasado, con particular referencia a los daños reportados y a las posibles magnitudes y epicentros de los eventos.
- Antecedentes geológicos, tectónica y sismotectónica y mapa geológico de la zona de influencia.
- Estudios de suelos, definiéndose la estratigrafía y las características físicas más importantes del material en cada estrato. Cuando sea procedente, deberá determinarse la profundidad de la capa freática.
- Prospección geofísica, determinándose velocidades de ondas compresionales y de corte a distintas profundidades
- Determinación de las máximas aceleración, velocidad y desplazamiento en el basamento rocoso correspondientes al “sismo de diseño” y al “máximo sismo creíble”. Para propósitos de este Reglamento se define como sismo de diseño al evento con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, lo que corresponde a un período de retorno promedio de aproximadamente 475 años. Se considera como máximo sismo creíble a aquel con un período medio de retorno de 2500 años.
- Determinación de espectros de respuesta (correspondientes al “sismo de diseño”) para cada componente, a nivel del basamento rocoso y a nivel de la cimentación.

2.2.1.5 Estudios de Impacto Ambiental

Enfoque

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

Objetivos y Alcances

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 de estudio.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura 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.

2.2.1.6 Estudios de Tráfico

Objetivos

Cuando la magnitud 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.

2.2.1.7 Estudios Complementarios

Objetivos

Realizar coordinaciones con Entidades Públicas, Entidades del Sector Privado y con terceros a fin de cumplir con todo lo estipulado en los términos de referencia.

Alcances

Los estudios 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 coordinadas 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.

2.2.1.8 Estudios de Trazo y Diseño Vial de los Accesos

Objetivos

Definición de las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

Alcances

Los estudios comprenden:

Diseño Geométrico:

- Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
- Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.

Trabajos Topográficos:

- Levantamiento topográfico con curvas a nivel cada 1 m y con secciones transversales cada 10 ó 20 m

- Estacado del eje con distancias de 20 m para tramos en tangente y cada 10 m para tramos en curva.
- Referenciación de los vértices (PI) de la poligonal definitiva y los puntos de principio (PC) o fin (PT) de las curvas, respecto a marcas en el terreno o monumentación de concreto debidamente protegidos que permitan su fácil ubicación.
- Cálculo de las coordenadas de los vértices de la poligonal definitiva teniendo como referencia los hitos geodésicos más cercanos.

Diseño de Pavimentos:

Determinación de las características geométricas y dimensiones técnicas del pavimento de los accesos, incluyendo la carpeta asfáltica, base y sub-base.

Diseño de señalización:

Ubicación de cada tipo de señal con su croquis respectivo.

2.2.1.9 Estudios de Alternativas a Nivel de Anteproyecto

Objetivos

Preparar anteproyectos en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente (estudios de ingeniería básica) y a las diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación Técnico - Económica elegir la o las soluciones más convenientes.

Alcances

En esta parte se definirá las características básicas o esenciales del puente de cada alternativa de anteproyecto a nivel de un pre-dimensionamiento y que permita su evaluación técnica y económica antes de su desarrollo definitivo. El anteproyecto deberá definir como mínimo lo siguiente:

- Longitud total y tipo de estructura
- Dimensiones de las secciones transversales típicas.
- Altura de la rasante y gálibo
- Tipo de estribos y cimentación, anotando las dimensiones básicas
- Longitud de accesos
- Procedimientos constructivos
- Metodologías principales de cálculo
- Metrados, costos estimados y presupuesto
- Plano topográfico de ubicación del puente con indicación de los puntos de referencia y niveles
- Criterios de Hidrología, Hidráulica y Geotecnia que justifique la solución

adoptada.

2.3. PROPIEDADES Y PARÁMETROS GEOMÉTRICOS PARA LA SIMULACIÓN DE SAP 2000

El estudio de las propiedades y parámetros geométricos para la simulación demanda conocer las cargas y factores de cargas a la que estará expuesto la estructura del puente a fin de conocer como será la distribución de las cargas presentes, según las especificaciones de norma (AASTHO SECCION 3 LITERAL 3.3.2-MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES PERU TITULO 1.1 a 1.9-BDM Washington SECCION 3). Este análisis nos permite conocer los diferentes tipos de cargas existentes y a la vez cuantificarlos, datos que nos sirve para ingresar al software.

Ademas es necesario conocer las combinaciones de cargas (tema a tratarse en el capítulo IV) según como nos indica la norma (AASTHO SECCION 3 LITERAL 3.4) ya que la misma es resultado de años de estudio y que de alguna forma garantizará la ejecución de los trabajos en lo que competen a este área.

2.4. CARGAS Y FACTORES DE CARGAS [Ref.3]

Las cargas se clasifican en:

- Permanentes
- Variables
- Excepcionales

2.4.2 Cargas Permanentes

2.4.2.1 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. A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la tabla siguiente:

Tabla 2.2 PESOS ESPECÍFICOS DE ALGUNOS DE MATERIALES [Ref. 3]

MATERIAL	γ (kN/m ³)	(kgf/m ³)
Agua dulce	9,8	(1000)
Agua salada	10,0	(1020)
Acero	76,9	(7850)
Aluminio	27,4	(2800)
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15,7	(1600)
Arena, tierra o grava compactas	18,9	(1900)
Asfalto, Macadam	22,0	(2200)
Concreto ligero	17,4	(1740)
Concreto normal	23,5	(2400)
Concreto Armado	25,0	(2500)
Hierro forjado	70,6	(7200)
Balasto	22,0	(2250)
Madera	10,0	(1020)
Mampostería de piedra	26,6	(2700)
Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)	3 kN/m	300kgf/m

2.4.2.2 Empuje de Tierra

Los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones, las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

El empuje no será en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de 5 kN/m³ (510 kgf/m³)

Las características supuestas para el material de relleno deberán ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deberán hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

En todos los casos el diseño incluirá un sistema de drenaje del material de relleno.

No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a 0,60 m de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En caso la estructura de contención forme parte de un pórtico rígido, solamente podrá considerarse en el diseño de losas o vigas hasta el 50% de cualquier efecto favorable debido al empuje de tierra.

2.4.2.3 Deformaciones Impuestas

Las deformaciones y esfuerzos originados por contracción de fragua o por flujo plástico en elementos de concreto o de madera, los esfuerzos residuales originados por el proceso de laminado o por la soldadura de elementos de acero, los posibles defectos

de fabricación o de construcción, los desplazamientos de apoyo de diverso origen y otras fuentes de deformación serán considerados como cargas permanentes.

El proyectista deberá estimar la magnitud de tales acciones y la fracción de las mismas que origina efectos desfavorables en la estructura.

2.4.3 Cargas Variables

2.4.3.1 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 imprecisiones 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 las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.

2.4.3.2 Cargas Vivas de Vehículos

2.4.3.2.1 Número de vías

Para efectos 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 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerará al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

2.4.3.2.2 Cargas Vivas de Diseño

2.4.3.2.2.1 Generalidades

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

- Camión de diseño, según 2.4.3.2.2.2, o tándem, según 2.4.3.2.2.3, 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 2.4.3.2.4. 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.

2.4.3.2.2.2 Camión de Diseño

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura 2.1), la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) será tomada como aquella que,

estando entre los límites de 4,30 m y 9,00 m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3.

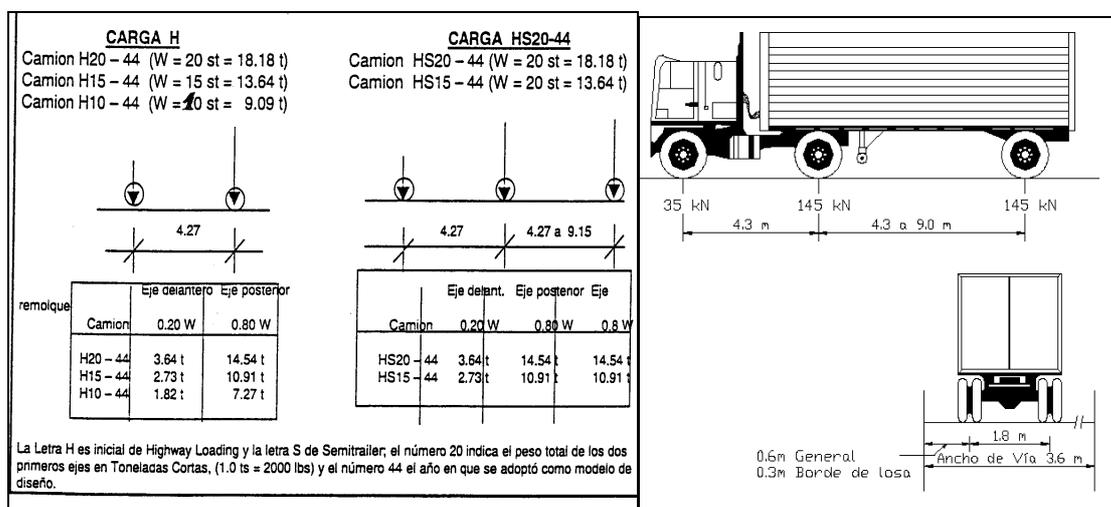


Figura 2.1 Camión de Diseño [Ref.4]

2.4.3.2.2.3 Tándem de Diseño

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN (11,2 t), espaciados a 1,20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1,80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3.

2.4.3.2.2.4 Sobrecarga Distribuida

Se considerará una sobrecarga de 9,3 kN/m (970 kgf/m), uniformemente distribuida 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 3,00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

2.4.3.2.2.5 Área de Contacto de las Ruedas

Se supondrá que las ruedas ejercen una presión uniforme, sobre un área rectangular de 0,50 m de ancho en dirección transversal del puente y con una longitud, en la dirección del eje del puente, dada por la expresión:

$$l = 0,0228 \gamma P \text{ [Ec. 2]}$$

Donde:

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 (7,4 t) para el camión de diseño ó 55 kN (5,6 t) para el tándem, sin las modificaciones indicadas en 2.4.3.2.2.6, pero incluyendo los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

2.4.3.2.2.6 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 la tabla siguiente.

Tabla 2.3 FACTOR SEGÚN EL NÚMERO DE VÍAS CARGADAS [Ref. 5]

Número de Vías Cargadas	Factor
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 ó más	0,65

2.4.3.2.3 Ubicación de las Cargas Vivas [Ref.3]

2.4.3.2.3.1 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 (14,78 t) 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 intermedios, 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 (14,78 t) de cada camión será 4,30 m 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 15 m.

2.4.3.2.3.2 Posición de las Cargas en Dirección Transversal

Cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m 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 el centro de la rueda estará a por lo menos 0,30 m de la cara del sardinel o de la baranda.
- Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda estará a por lo menos 0,60 m del borde de la vía cargada.

2.4.3.2.4 Fatiga

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerará como carga vertical la de un solo camión de diseño, como se especifica en 2.4.3.2.2.2 pero con una distancia fija de 9,00 m entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) e incluyendo los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

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

La frecuencia de la carga de fatiga se calculará sobre la base del tráfico de vehículos de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cálculos deberá considerarse el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente.

2.4.3.3 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 la tabla 2.4.3.3-1 para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

Tabla 2.4 INCREMENTO DE LA CARGA VIVA POR EFECTOS DINÁMICOS

[Ref.6]

Tabla 2.4.3.3-1 Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos	
Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

Este incremento no se incluirá en el cómputo de las fuerzas centrífugas o en el cómputo de las fuerzas de frenado, ni se aplicará a la sobrecarga uniformemente distribuida indicada en 2.4.3.2.2.4. No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de:

- Veredas y puentes peatonales
- Muros de contención, excepto estribos.
- Cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Para puentes de madera y componentes de madera en puentes mixtos los incrementos de carga viva por efectos dinámicos serán 50% de los especificados en la tabla 2.4.3.3-1.

2.4.3.4 Fuerzas Centrífugas

En los puentes de planta curva se considerarán fuerzas radiales horizontales iguales a los pesos de cada eje del camión o del tándem de diseño multiplicados por:

$$C = 0,0105 \frac{V^2}{R} \quad [\text{Ec. 3}]$$

Donde:

V = velocidad de diseño en Km/h

R =radio de la curva en metros

Las fuerzas centrífugas se supondrán aplicadas a 1,80 m por encima de la superficie de rodadura.

En el cómputo de las fuerzas centrífugas deberán incluirse el factor modificador de 2.4.3.2.2.6, pero no se incluirán los efectos dinámicos indicados en 2.4.3.3.

2.4.3.5 Fuerzas de Frenado y de Aceleración

Las fuerzas de frenado y de aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tandems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico.

En el cómputo de estas fuerzas no se incluirá la sobrecarga uniforme especificada en 2.4.3.2.2.4. Deberán incluirse los factores modificatorios indicados en 2.4.3.2.2.6, pero no los efectos dinámicos de 2.4.3.3.

Se supondrá que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1,8 m sobre el nivel de la losa del tablero.

2.4.3.6 Cargas sobre Veredas, Barandas y Sardineles

2.4.3.6.1 Sobrecargas en Veredas

Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 3,5 kN/m² (360 kgf/m²) actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos.

Se exceptúan las veredas de los puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0,60 m, para los cuales no será necesario considerar esta sobrecarga.

2.4.3.6.2 Fuerzas sobre Sardineles

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7,5 kN (760 kgf) por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0,25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

2.4.3.6.3 Fuerzas sobre Barandas

Las fuerzas mínimas sobre barandas se detallan en la tabla 2.5 y

Tabla 2.5 FUERZA DE DISEÑO PARA BARANDAS [Ref.3]

Designación de Fuerzas y Designaciones	Por niveles de importancia de Puentes		
	PL-1	PL-2	PL-3
F _t Transversal (N)	120000	240000	516000
(t)	12.3	24.5	52.6
F _l Longitudinal (N)	40000	80000	173000
(t)	4.10	8.2	17.6
F _v Vertical Abajo (N)	20000	80000	222000
(t)	2.05	8.2	22.64
L _t y L _l (m)	1.22	1.07	2.44
L _v (m)	5.50	5.50	12.2
H _e (min) (m)	0.51	0.81	1.02
mínima altura del pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

PL-1 Primer nivel de importancia

Usado en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y áreas donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas.

PL-2 Segundo nivel de importancia

Usado para estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y en áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables.

PL-3 Tercer nivel de importancia

Usado para autopistas con radios de curvatura reducidos, pendientes variables fuertes, un volumen alto de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables. Justificación específica de este tipo de lugar será hecho para usar este nivel de importancia.

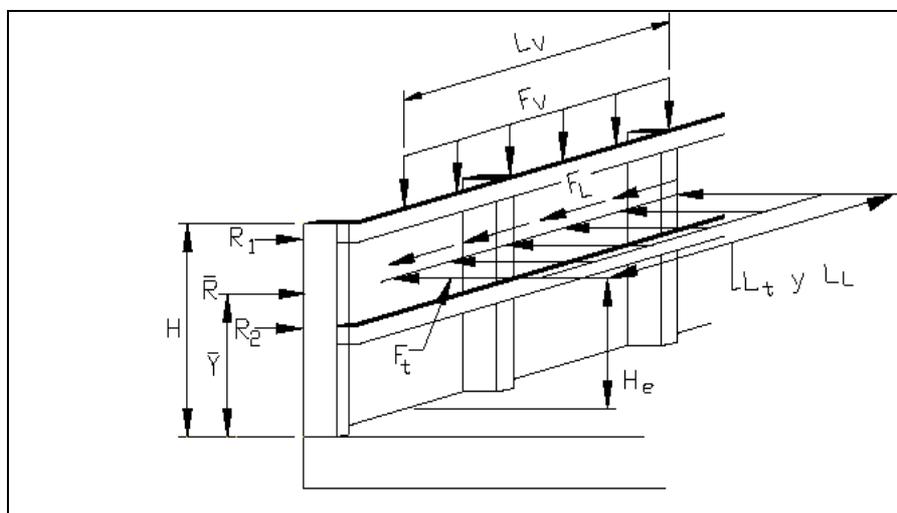


Figura 2.2 Fuerzas de Diseño Vertical y Horizontal Uniformemente Distribuidos

2.4.3.7 Cargas en Puentes Peatonales

Los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas deberán ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida de 5 kN/m² (510kgf/m²). El proyectista deberá evaluar el posible uso del puente peatonal por vehículos de emergencia o mantenimiento. Las cargas correspondientes a tales vehículos no requerirán incrementarse por efectos dinámicos.

2.4.3.8 Empuje de Agua y Subpresiones**2.4.3.8.1 Presión Estática**

Todos los pilares y otras partes del puente que estén sujetas al empuje de agua deberán ser diseñados para resistir los esfuerzos más desfavorables en las condiciones de aguas máximas y aguas mínimas.

2.4.3.8.2 Subpresiones

Las subpresiones serán estimadas mediante una red de flujo u otro procedimiento equivalente. A falta de un estudio detallado, la subpresión en cada punto será calculada como el producto del peso específico del agua por la diferencia de niveles entre la superficie del agua y el punto considerado.

2.4.3.8.3 Efectos del Agua en Movimiento

2.4.3.8.3.1 En Dirección Longitudinal

La presión debida al movimiento del agua en dirección longitudinal, es decir aquella que corresponde a la dirección de flujo, será calculada mediante:

$$p = 0,5 C_D V^2$$

[Ec. 4]

Donde:

P= presión media de la corriente de agua en kN/m²

C_D= coeficiente de arrastre longitudinal indicado en la tabla 2.4.3.8.3.1

V= velocidad máxima del agua en m/s.

Tabla 2.6 COEFICIENTE DE ARRASTRE LONGITUDINAL [Ref.3]

Tabla 2.4.3.8.3.1-1 Coeficiente de Arrastre Longitudinal	
Tipo de Estructura	C _D
Pilar con extremo semicircular	0,7
Pilar con extremo plano	1,4
Pilar con extremo en ángulo agudo	0,8
Troncos u otros escombros	1,4

La resultante de la fuerza debida al movimiento del agua se calculará como el producto de la presión media por el área proyectada en dirección normal a la corriente y se considerará aplicada a una altura, medida desde el fondo de río, igual a 60% del tirante de agua.

Cuando el curso de agua pueda arrastrar una cantidad significativa de escombros, deberán evaluarse las fuerzas de arrastre sobre el material que pudiera acumularse sobre el pilar.

2.4.3.8.3.2 En Dirección Transversal

Cuando la dirección de flujo forme un ángulo, θ , con la dirección del pilar se supondrá que sobre la cara lateral del mismo actúa una presión uniforme dada por:

$$p = 0,5 C_T V^2$$

[Ec.5]

Donde:

P = presión lateral en kN/m^2

C_T = coeficiente de arrastre transversal indicado en la tabla 2.4.3.8.3.2

V = velocidad máxima del agua en m/s .

Tabla 2.7 COEFICIENTE DE ARRASTRE TRANSVERSAL [Ref.3]

Ángulo entre la dirección del flujo y la dirección longitudinal del pilar	C_T
0°	0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
30° ó más	1,0

La resultante de la fuerza transversal se calculará como el producto de la presión lateral por el área expuesta.

2.4.3.8.4 Empuje Hidrodinámico

Las presiones adicionales originadas por la masa de agua al ocurrir un sismo podrán ser estimadas con las fórmulas aproximadas de Westergard o por cualquier otro procedimiento equivalente.

2.4.3.9 Variaciones de Temperatura

2.4.3.9.1 Rangos de Temperatura

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los indicados en la tabla 2.8:

Tabla 2.8 RANGOS DE TEMPERATURA POR REGIONES NATURALES ($^{\circ}\text{C}$)
[Ref.3]

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

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.

2.4.3.9.2 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

en 2.4.3.9.1.

Las diferencias de temperatura T_1 y T_2 corresponderán a los valores positivos dados en la tabla 2.4.3.9.2 ó.0 a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la tabla por -0,5.

Tabla 2.9 TEMPERATURAS QUE DEFINEN LOS GRADIENTES [Ref.3]

Tabla 2.4.3.9.2-1 Temperaturas que definen los Gradientes (°C)

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

2.4.3.10 Cargas de Viento

2.4.3.10.1 Generalidades

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con una altura de 10 m 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

$$V_Z = C V_{10} \operatorname{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) \geq V_{10} \quad [\text{Ec. 6}]$$

Donde:

V_Z = velocidad del viento (km/h) a la altura z

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

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

C, z_0 = constantes dadas en la tabla 2.10

Tabla 2.10 VALORES DE LAS CONSTANTES C, Z_0 [Ref.3]

Tabla 2.4.3.10.1-1 Valores de las constantes C, z_0

Condición	Pueblos Abiertos	Suburbanos	Ciudad
C (km/h)	0.330	0.380	0.485
Z_0 (m)	0.070	0.300	0.800

2.4.3.10.2 Presiones Horizontales sobre la Estructura

Las presiones de viento serán calculadas mediante la expresión:

$$P = P_B \left(\frac{V_Z}{100} \right)^2 \quad [\text{Ec. 7}]$$

Donde:

P = presión del viento (kN/m^2)

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

P_B = presión básica correspondiente a una velocidad de 100 km/h , dada en la tabla 2.11 (kN/m^2)

Tabla 2.11 PRESIONES BÁSICAS CORRESPONDIENTES A $V=100\text{Km/h}$ [Ref.3]

Tabla 2.4.3.10.2-1 Presiones básicas correspondientes a una velocidad de 100 km/h

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m^2)	Presión por Sotavento (kN/m^2)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

2.4.3.10.3 Presiones Horizontales sobre los Vehículos

Las presiones de viento sobre los vehículos se considerarán como una fuerza de 1,5 kN/m (150 kgf/m) aplicada en dirección transversal, en las partes del puente donde resulte desfavorable y a 1,8 m de altura sobre el tablero.

2.4.3.10.4 Presiones verticales

Excepto cuando se determinen 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 0,96 kN/m^2 (100 kgf/m^2) multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos. Esta fuerza se considerará aplicada a un cuarto de la dimensión total del tablero, hacia barlovento.

2.4.3.10.5 Inestabilidad Aeroelástica

Los efectos de fuerzas aeroelásticas deberán ser investigados para todas las estructuras con una relación peralte / luz o ancho del tablero / luz menor que 1/30.

2.4.3.11 Efectos de Sismo según ASSTHO. [Ref.7]

2.4.3.11.1 Alcances

Las disposiciones de esta sección son aplicables a puentes con una luz total no mayor que 150 m y cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T o cajón, o reticulados. Para estructuras con otras características y en general para aquellas con luces de más de 150 m será necesario un estudio de riesgo sísmico del sitio. En ningún

caso se usarán fuerzas sísmicas menores que las indicadas en los acápites siguientes. No se requerirá considerar acciones de sismo sobre alcantarillas y otras estructuras totalmente enterradas.

2.4.3.11.2 Fuerzas Sísmicas

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

Se supondrá que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo 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.

2.4.3.11.3 Coeficiente de Aceleración

El coeficiente de aceleración "A" para ser usado en la aplicación de estas disposiciones deberá ser determinado del mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

Estudios especiales para determinar los coeficientes de aceleración en sitios, específicos deberán ser elaborados por profesionales calificados si existe una de las siguientes condiciones:

- El lugar se encuentra localizado cerca a una falla activa.
- Sismos de larga duración son esperados en la región.
- La importancia del puente es tal que un largo periodo de exposición, así como periodo de retorno, debería ser considerado.

2.4.3.11.4 Categorización de las Estructuras

Para efectos de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de la respuesta en distintos casos, los puentes se clasificarán en tres categorías de importancia:

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

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. Sin embargo algunos puentes deberán permanecer operativos luego de la ocurrencia de un gran sismo, que supere al sismo de diseño, y permitir en forma inmediata el paso de vehículos de emergencia, y de seguridad o defensa. Estos deberán ser considerados como puentes críticos.

2.4.3.11.5 Zonas de Comportamiento Sísmico

Cada puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la

tabla 2.12.

Tabla 2.12 ZONAS SÍSMICAS [Ref.8]

<i>Tabla 2.4.3.11.5 Zonas Sísmicas</i>	
<i>Coeficiente de Aceleración</i>	<i>Zona Sísmica</i>
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

2.4.3.11.6 Condiciones Locales

Para considerar la modificación de las características del sismo como resultado de las distintas condiciones de suelo, se usarán los parámetros de la tabla 2.13 según el perfil de suelo obtenido de los estudios geotécnicos:

Tabla 2.13 COEFICIENTE DE SITIO [Ref.9]

<i>Coeficiente de sitio</i>	<i>Tipo de Perfil de Suelo</i>			
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
S	1.0	1.2	1.5	2.0

En sitios donde las propiedades del suelo no son conocidas en detalle suficiente para determinar el tipo de perfil de suelo o donde la clasificación propuesta no corresponde a alguno de los cuatro tipos, el coeficiente de sitio para Suelos Tipo II deberá ser usado.

2.4.3.11.6.1 Suelo Perfil Tipo I

Roca de cualquier característica descripción, o arcilla esquistosa o cristalizada en estado natural (tales materiales pueden ser descritos por velocidades de ondas de corte mayores a 760 m/s.

Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m y los tipos de suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

2.4.3.11.6.2 Suelo Perfil Tipo II

Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

2.4.3.11.6.3 Suelo Perfil Tipo III

Es un perfil con arcillas blandas a medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9m o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena u otros suelos cohesivos.

2.4.3.11.6.4 Suelo Perfil Tipo IV

Es un perfil con arcillas blandas o limos cuya profundidad es mayor a los 12 m.

2.4.3.11.7 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica

2.4.3.11.7.1 Generalidades

Al menos que se haya especificado de otra manera en el artículo 2.4.3.11.7.2, el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sn} para el “n-ésimo” modo de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 1.2 AS / T_n^{2/3} \leq 2.5 A \quad [\text{Ec. 8}]$$

Donde:

T_n = periodo de vibración del “n-ésimo” modo (s)

A = coeficiente de aceleración especificada en el artículo 2.4.3.11.3

S = coeficiente de sitio especificado en el artículo 2.4.3.11.6

2.4.3.11.7.2 Excepciones

Para puentes sobre perfiles de suelo tipo III o IV y en áreas donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, C_{sn} debe ser menor o igual a 2.0 A.

Para suelos tipo III y IV, y para otros modos distintos al modo fundamental el cual tenga periodos menores a 0.3s, C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A (0.8 + 4.0 T_n) \quad [\text{Ec. 9}]$$

Sí el periodo de vibración para cualquier modo excede 4.0 s, el valor de C_{sn} para ese modo deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 3 A S T_n^{0.75} \quad [\text{Ec. 10}]$$

2.4.3.11.8 Factores de Modificación de Respuesta

2.4.3.11.8.1 Generalidades

Para aplicar los factores de modificación de respuesta que se especifican en este ítem, los detalles estructurales deberán satisfacer las disposiciones referentes al diseño de estructuras de concreto armado en zonas sísmicas.

Con excepción a lo indicado en este ítem, las fuerzas de diseño sísmico para subestructuras y las conexiones entre las partes de la estructura, listadas en la tabla

2.4.3.11.8.2, se determinarán dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado, como se especifica en las tablas 2.4.3.11.8.1 y 2.4.3.11.8.2, respectivamente.

Si un método de análisis tiempo - historia inelástico es usado, el factor de modificación de respuesta, R, será tomado como 1.0 para toda la sub - estructura y conexiones.

Tabla 2.14 FACTORES DE MODIFICACIÓN DER RESPUESTA R - SUBESTRUCTURAS [Ref.3].

SUB-ESTRUCTURA	IMPORTANCIA		
	CRITICA	ESENCIAL	OTROS
<i>Pilar tipo placa de gran dimensión</i>	1.5	1.5	2.0
<i>Pilotes de concreto armado</i>			
• <i>Sólo pilotes verticales</i>	1.5	2.0	3.0
• <i>Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados</i>	1.5	1.5	2.0
<i>Columnas individuales</i>	1.5	2.0	3.0
<i>Pilotes de acero o acero compuesto con concreto</i>			
• <i>Sólo pilotes verticales</i>	1.5	3.5	5.0
• <i>Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados</i>	1.5	2.0	3.0
<i>Columnas múltiples</i>	1.5	3.5	5.0

Tabla 2.15 FACTORES DE MODIFICACIÓN DER RESPUESTA R - CONEXIONES [Ref.3].

CONEXIONES	PARA TODAS LAS CATEGORIAS DE IMPORTANCIA
<i>Superestructura a estribo</i>	0.8
<i>Juntas de expansión dentro de la superestructura</i>	0.8
<i>Columnas, pilares o pilotes a las vigas cabezal o superestructura</i>	1.0
<i>Columnas o pilares a la cimentación</i>	1.0

2.4.3.11.8.2 Aplicaciones

- Las cargas sísmicas serán asumidas que actúan en cualquier dirección lateral.
- El apropiado factor R se debe usar para ambos ejes ortogonales de la sub-estructura.

- Un pilar tipo placa de concreto puede ser analizado como una columna simple en la dirección más débil si las disposiciones para columnas, como se especifica en el capítulo de diseño de estructuras de concreto, son satisfechas.

2.4.3.12 Efectos de Sismo según CEC-2000 [Ref.10]

Según el CEC-2000 (Código Ecuatoriano de la Construcción) el cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{Z * I * C}{R \phi_p \phi_E} W \quad [\text{Ec. 11}] \quad C = \frac{1.25 S^S}{T} \quad [\text{Ec. 12}] \quad T = C_t (h_n)^{3/4} \quad [\text{Ec. 13}]$$

$Z =$	Factor de zona, tabla 2, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12
$I =$	Factor de Importancia, Otras Estructuras, tabla 4, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12
$S =$	Coefficiente de Suelo, tabla 3, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12
$C_m =$	Coefficiente de Suelo, tabla 3, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12
C	No debe exceder el valor de C_m y no debe ser menor a 0.5 y puede utilizarse para cualquier estructura
$C_t =$	Para pórticos de acero, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12, literal 6.2.4.1.
$h =$	Altura máxima de la ubicación del puente medida desde la base (abutment) de la estructura, dato.
$R =$	Coefficiente de reducción de respuesta estructural, tabla 7, CPE - INEN 5:2001.
$\phi_p =$	Coefficientes de configuración estructural en planta y en elevación tabla 5, CPE - INEN 5:2001.
$\phi_E =$	Coefficientes de configuración estructural en planta y en elevación, regular, tabla 6, CPE - INEN 5:2001.
W	Carga Sísmica Reactiva, carga muerta total de la estructura.

2.4.4 Cargas 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.

2.5. PROCEDIMIENTO DE CALIFICACIÓN DEL MATERIAL Y SOLDADURA.

2.5.1 Acero Estructural y su Clasificación.

El acero es uno de los materiales estructurales más versátiles, cuenta con una gran resistencia, poco peso y facilidad de fabricación entre otras ventajas, mismas que se explicarán más adelante.

Entre las propiedades más importantes que destacan del acero, se encuentran:

- Elasticidad.- Propiedad de los cuerpos de volver a su forma original al cesar una fuerza deformante. Se considerarán perfectamente elásticos si no han rebasado su límite de elasticidad.
- Ductilidad.- Es la propiedad que tienen los materiales de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. En miembros 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 fallas prematuras. Al sobrecargar una estructura dúctil, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.
- Tenacidad.- Los aceros estructurales poseen resistencia y ductilidad. Al conjunto de estas acciones se le conoce como tenacidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aún capaz de resistir grandes fuerzas. También se conoce a la tenacidad como la capacidad de un material para absorber energía en grandes cantidades.
- Alta resistencia.- La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras, gran ventaja en la construcción de grandes claros como es el caso de puentes o edificios altos.
- Uniformidad.- Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado. Los aceros estructurales modernos se pueden clasificar según la ASTM (American Society for Testing and Materials) en: aceros de propósitos generales (A36), aceros estructurales de carbono (A529), aceros de alta resistencia y baja aleación (A572), aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588) y aceros templados y

revenidos (A514 y A852).

A continuación en la tabla 2.16 se observan las diferentes propiedades de estos aceros estructurales y en la figura 2.5 se observa la curva esfuerzo deformación de diferentes tipos de aceros:

Tabla 2.16 PROPIEDADES, USOS Y DESIGNACIONES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES SEGÚN ASTM [Ref.1]

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y , en ksi	Resistencia mínima especificada a la tensión F_u , en ksi
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	36, pero 32 si su espesor es mayor de 8 pulg	58 - 80
A529	Al carbono	Perfiles y placas hasta de 1/2 pulg	Similar al A36	42 - 50	60 - 100
A572	Columbio-vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con F_y grado 55 o mayor	42 - 65	60 - 80
A242	De alta resistencia baja aleación y resistente a la corrosión	Perfiles, placas y barras hasta de 5 pulg.	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	42 - 50	63 - 70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada	42 - 50	63 - 70
A852	Aleación templada y revenida	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción soldada o atornillada, principalmente para puentes y edificios soldados. Proceso de soldadura de importancia fundamental	70	90 - 110
A514	Baja aleación templada y revenida	Placas solo de 2.5 a 6 pulg.	Estructura soldada con gran atención a la técnica; no se recomienda si la ductilidad es importante	90 - 100	100 - 130

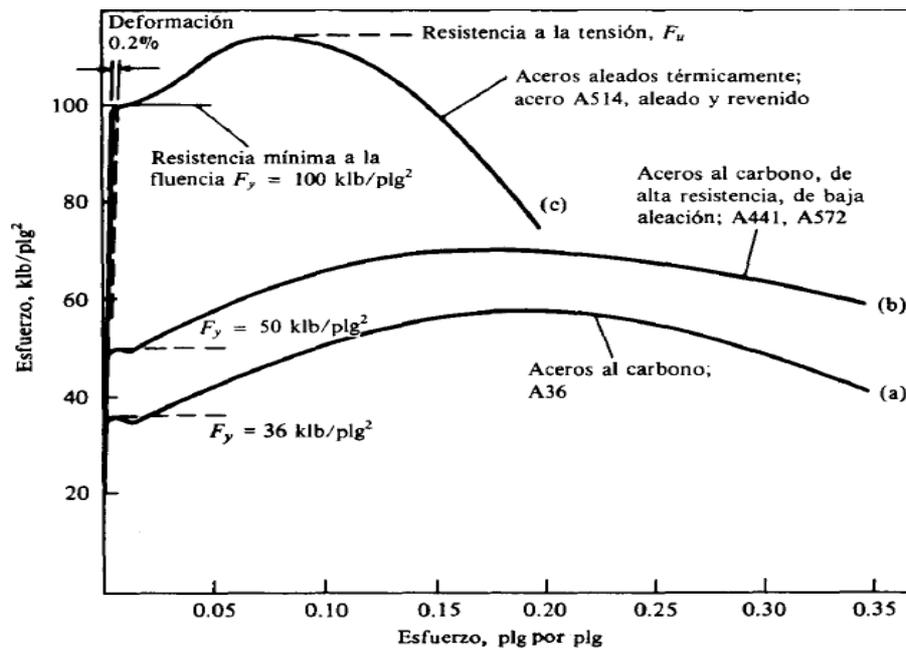


Figura 2.3 Curva Esfuerzo Deformación para Diferentes Tipos de Acero [Ref.1]

En la siguiente tabla se observa la clasificación de los aceros estructurales según su composición química.

Tabla 2.17 COMPOSICIÓN QUÍMICA DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES

[Ref.11]

Compositions of Plate, Tube and Pipe Steels for Which Micrographs Are Shown in This Section

Steel	Composition	Steel	Composition
ASTM Plate Steels		ASTM and AISI Tube Steels	
A36	0.25-0.29 C, 0.04 max P, 0.05 max S	A161	0.10-0.20 C, 0.30-0.60 Mn, 0.25 max Si(g)
A201, grade A (superseded by A515)	0.20-0.35 C(a), 0.80 max Mn	A200, grade T5	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50 max Si, 4.00-6.00 Cr, 0.45-0.65 Mo
A201, grade B (superseded by A515)	0.24-0.35 C(a), 0.80 max Mn	A209, grade T1	0.10-0.20 C, 0.30-0.80 Mn, 0.045 max P, 0.045 max S, 0.10-0.50 Si, 0.44-0.65 Mo
A285, grade C	0.28 max C, 0.90 max Mn, 0.035 max P, 0.045 max S, 0.20-0.35 Cu	A213, grade T5c	0.12 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.03 max P, 0.03 max S, 0.50 max Si, 4.00-6.00 Cr, 0.45-0.65 Mo, 4x C min Ti (0.70 max)
A387, grade D	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.035 max P, 0.035 max S, 0.50 max Si, 2.00-2.50 Cr, 0.90-1.10 Mo	A254, class I	0.05-0.15 C, 0.27-0.63 Mn, 0.050 max P, 0.060 max S
A433, grade LK-65	0.28-0.33 C(a), 0.90 max Mn, 0.035 max P, 0.04 max S, 0.15-0.30 Si, 0.15-0.35 Pb	1015	0.13-0.18 C, 0.30-0.60 Mn, 0.040 max P, 0.050 max S
A515, grade 70	0.31-0.35 C(a), 0.90 max Mn, 0.035 max P, 0.04 max S, 0.15-0.30 Si	1018	0.15-0.20 C, 0.60-0.90 Mn, 0.040 max P, 0.050 max S
A516, grade 55	0.18-0.26 C(a), 0.60-0.90 Mn(b), 0.035 max P, 0.04 max S, 0.15-0.30 Si	1025	0.22-0.28 C, 0.30-0.60 Mn, 0.040 max P, 0.050 max S
A516, grade 70	0.27-0.31 C(a), 0.85-1.20 Mn, 0.035 max P, 0.04 max S, 0.15-0.30 Si	1215	0.09 max C, 0.75-1.05 Mn, 0.04-0.09 P, 0.26-0.35 S
A517, grade B	0.15-0.21 C, 0.70-1.00 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.40-0.65 Cr, 0.15-0.25 Mo, 0.03-0.08 V, 0.01-0.03 Ti, 0.0005-0.005 B	4140	0.38-0.43 C, 0.75-1.00 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.80-1.10 Cr, 0.15-0.25 Mo
A517, grade J	0.12-0.21 C, 0.45-0.70 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.50-0.65 Mo, 0.001-0.005 B	4620	0.17-0.22 C, 0.45-0.65 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 1.65-2.00 Ni, 0.20-0.30 Mo
A517, grade M	0.12-0.21 C, 0.45-0.70 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 1.20-1.50 Ni, 0.45-0.60 Mo, 0.001-0.005 B	5048	0.48 C, 0.30-0.50 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.26-0.35 Si, 0.30-0.50 Cr
A533, grade B	0.25 max C, 1.15-1.50 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.15-0.30 Si, 0.40-0.70 Ni, 0.45-0.60 Mo	8620	0.18-0.23 C, 0.70-0.90 Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.20-0.35 Si, 0.40-0.60 Cr, 0.40-0.70 Ni, 0.15-0.25 Mo
A537, grades A and B	0.24 max C, 0.70-1.35 Mn(c), 0.035 max P, 0.040 max S, 0.15-0.50 Si	ASTM and API Pipe Steels	
A542, class 2	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.035 max P, 0.035 max S, 0.50 max Si, 2.00-2.50 Cr, 0.90-1.10 Mo	A106, grade A	0.25 max C, 0.27-0.93 Mn, 0.10 min Si(g)
A553, grade A	0.13 max C, 0.90 max Mn, 0.035 max P, 0.040 max S, 0.15-0.30 Si, 8.50-9.50 Ni	A106, grade B	0.30 max C, 0.29-1.06 Mn, 0.10 min Si(g)
A562	0.12 max C, 1.20 max Mn, 0.15-0.50 Si, 0.15 max Cu(d)(e)	A335, grade P2	0.10-0.20 C, 0.30-0.61 Mn, 0.045 max P, 0.045 max S, 0.10-0.30 Si, 0.50-0.81 Cr, 0.44-0.65 Mo
A572, grade 55	0.25 max C, 1.35 max Mn, 0.30 max Si(d)(f)	A335, grade P5	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50 max Si, 4.00-6.00 Cr, 0.45-0.65 Mo
A572, grade 65	0.26 max C, 1.35 max Mn, 0.30 max Si(d)(f)	A335, grade P7	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50-1.60 Si, 6.00-8.00 Cr, 0.44-0.65 Mo
(a) Maximums, depending on plate thickness. (b) 0.60-1.20 Mn for plate 1/2 to 12 in. thick. (c) 1.00-1.60 Mn for plate 1/2 to 2 1/2 in. thick. (d) Also contains 0.04 max P, 0.05 max S. (e) Also contains 4x C min Ti. (f) Also contains Cb and/or V (see ASTM A572). (g) Also contains 0.048 max P, 0.058 max S. (h) Cb, V, Ti used at manufacturer's option.		A335, grade P11	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50-1.00 Si, 1.00-1.50 Cr, 0.44-0.65 Mo
		A335, grade P22	0.15 max C, 0.30-0.60 Mn, 0.030 max P, 0.030 max S, 0.50 max Si, 1.90-2.60 Cr, 0.87-1.13 Mo
		A381, class Y52	0.26 max C, 1.40 max Mn, 0.040 max P, 0.050 max S
		API 5L-X46	0.30 max C, 1.35 max Mn, 0.04 max P, 0.05 max S
		API 5L-X60	0.26 max C, 1.35 max Mn, 0.04 max P, 0.05 max S, 0.005 min Cb, 0.02 min V, 0.03 min Ti(h)

2.5.2 AWS D 1.1 STRUCTURAL WELDING CODE STEEL

La AWS D 1.1 establece las especificaciones para la elaboración del procedimiento de calificación para soldaduras en aceros estructurales además cuenta con otras especificaciones que se mencionará más adelante.

2.5.2.1 Alcance

Este código contiene los requerimientos para la fabricación y construcción de estructuras de acero soldadas. Cuando este código está estipulado en los documentos de contrato, conforme con todas las provisiones que el código debe estar requerida excepto para esas provisiones que el ingeniero o documentos de contrato especifique modificaciones o excepciones.

A continuación se presenta un resumen de lo que contiene las secciones de este código.

Sección 1.- REQUERIMIENTOS GENERALES

Contiene la información básica sobre el alcance y limitaciones de este código

Sección 2.- DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS

Contiene los requerimientos para el diseño de las conexiones soldadas compuestas por formas tubulares o no tubulares producto de la forma del miembro o conexión.

Sección 3.- PRECALIFICACIÓN

Establece los requerimientos exceptuando una especificación del procedimiento de soldadura WPS (Welding Procedure Specification) de la calificación especificada en este código.

Sección 4.- CALIFICACIÓN

Indica los requerimientos de calificación por WPS y personal de soldadura (soldadores, operadores de soldadura y ayudantes de soldadura) necesariamente realizar el código de trabajo.

Sección 5.- FABRICACIÓN

Contiene las especificaciones para la preparación, ensamble y habilidad de soldada en estructuras de acero.

Sección 6.- INSPECCIÓN

Establece los criterios para la calificación y responsabilidades del inspector o supervisor, criterios de producción de sueldas y procedimientos estandarizados para la representación de la inspección visual y ensayos no destructivos. END (NTD nondestructive testing).

Sección 7.- SOLDADURA EMPERNADA

Indica las especificaciones para la soldadura de pernos en estructuras de acero.

Sección 8.- REFORZAMIENTO Y REPARACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Cuenta con la información básica para la modificación de sueldas o reparación de estructuras existentes.

2.5.3 PROCEDIMIENTO DE CALIFICACIÓN SEGÚN AWS D1.1

2.5.3.1 Determinación de las Variables de Soldadura

Variables de soldadura o variables esenciales del que se busca establecer las especificaciones para la elaboración del procedimiento para la calificación de soldaduras (WPS) y que serán registrados con sus valores y resultados de los ensayos de calificación PQR.

- Metal base.
- Proceso o método de soldado.
- Detalles de las juntas soldadas que están diseñadas.
- Requerimientos del metal de aporte.
- Requerimientos para el precalentamiento y temperatura entre pases
- Electrodos para el método de soldadura SMAW.
- Diámetro máximo del electrodo para el método SMAW.
- Tipos de ensayos, posiciones de soldadura y ensayos no destructivos END.

2.5.3.1.2 Combinaciones Metal Base-Metal de Aporte

Solamente el metal base y metal de aporte que se encuentran en la tabla 3.1 de la norma pueden ser usados para la precalificación de WPS. El metal base y metal de aporte requerido y para las relaciones de esfuerzos se tiene que usar la tabla 3.1 la cual se muestra a continuación una parte de ella en la tabla 2.18.

Es importante indicar que el material a usarse en la construcción de la superestructura del puente es ASTM A36 cuyas propiedades que se pueden ver en la tabla 2.16

**Tabla 2.18 REQUERIMIENTOS DEL METAL DE APORTE SEGÚN EL METAL
BASE [Ref.12]**

Table 3.1 Prequalified Base Metal—Filler Metal Combinations for Matching Strength (see 3.3)									
G r o u p	Steel Specification Requirements				Filler Metal Requirements				
	Steel Specification	Minimum Yield Point/Strength		Tensile Range		Process	AWS Electrode Specification	Electrode Classification	
		ksi	MPa	ksi	MPa				
	ASTM A 36	($\leq 3/4$ in. [20 mm])	36	250	58-80	400-550	SMAW	A5.1	E60XX, E70XX
	ASTM A 53	Grade B	35	240	60 min	415 min		A5.5 ³	E70XX-X
	ASTM A 106	Grade B	35	240	60 min	415 min			
	ASTM A 131	Grades A, B, CS, D, DS, E	34	235	58-71	400-490			
	ASTM A 139	Grade B	35	241	60 min	414 min			
	ASTM A 381	Grade Y35	35	240	60 min	415 min			
	ASTM A 500	Grade A	33	228	45 min	310 min			
		Grade B	42	290	58 min	400 min			
	ASTM A 501		36	250	58 min	400 min			
	ASTM A 516	Grade 55	30	205	55-75	380-515			
		Grade 60	32	220	60-80	415-550			
	ASTM A 524	Grade I	35	240	60-85	415-586	GMAW	A5.18	ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM (Electrodes with the -GS suffix shall be excluded)
		Grade II	30	205	55-80	380-550			
I	*								
	ASTM A 570	Grade 30	30	205	49 min	340 min		A5.28 ³	ER70S-XXX, E70C-XXX
		Grade 33	33	230	52 min	360 min			
		Grade 36	36	250	53 min	365 min			
		Grade 40	40	275	55 min	380 min			
		Grade 45	45	310	60 min	415 min			
	ASTM A 573	Grade 65	35	240	65-77	450-530			
		Grade 58	32	220	58-71	400-490			
	ASTM A 709	Grade 36 ($\leq 3/4$ in. [20 mm])	36	250	58-80	400-550			
	API 5L	Grade B	35	240	60	415			
		Grade X42	42	290	60	415			
	ABS	Grades A, B, D, CS, DS			58-71	400-490			
		Grade E ²			58-71	400-490		A5.29 ³	E6XTX-X, E6XT-XM, E7XTX-X, E7XTX-XM

*ASTM A 529 (min yield 42 ksi) has been deleted.

(continued)

2.5.3.1.3 Método o Proceso de Soldadura

El tipo de proceso de soldadura se elige de acuerdo con los requerimientos que se especifica en la norma ver tabla 2.5.3.1.2 y de acuerdo a los materiales a usarse en la construcción de la superestructura y subestructura del puente se decide utilizar el método SMAW (soldadura manual de arco revestido).

El sistema de soldadura por arco eléctrico es uno de los procesos por fusión para unión de piezas metálicas. Mediante la aplicación de un calor intenso, el metal en la unión de dos piezas es fundido causando una mezcla de las dos partes fundidas entre sí, o en la mayoría de los casos, junto con un aporte metálico fundido. Luego del enfriamiento y

solidificación del material fundido, se obtuvo mediante este sistema una unión mecánicamente resistente. Por lo general, la resistencia a la tensión y a la rotura del sector soldado es similar o mayor a la del metal base.

En este tipo de soldadura, el intenso calor necesario para fundir los metales es producido por un arco eléctrico. Este se forma entre las piezas a soldar y el electrodo, el cual es movido manualmente o mecánicamente a lo largo de la unión (puede darse el caso de un electrodo estacionario o fijo y que el movimiento se le imprima a las piezas a soldar).

El electrodo puede ser de diversos tipos de materiales. Independientemente de ello, el propósito es trasladar la corriente en forma puntual a la zona de soldadura y mantener el arco eléctrico entre su punta y la pieza.

El electrodo utilizado, según su tipo de naturaleza, puede ser consumible, fundiéndose y aportando metal de aporte a la unión. En otros casos, cuando el electrodo no se consume, el material de aporte deberá ser adicionado por separado en forma de varilla. En la gran mayoría de los casos en que se requiera hacer soldaduras en hierros, aceros al carbono y aceros inoxidable, son de uso común los electrodos metálicos recubiertos.

El proceso SMAW involucra las siguientes variables:

Metal de aporte

- Tipo de electrodo
- Diámetro del electrodo
- Amperaje y voltaje
- Diseño de la junta
- Numero de pases
- Posición
- Temperatura de precalentamiento y temperatura entre pases.
- Progresión de la soldadura
- Respaldo
- Tratamiento térmico post soldadura.

Es necesario ejecutar el procedimiento de recalificación, cuando las variables esenciales experimentan los siguientes cambios:

- Un cambio incrementado en el nivel de resistencia del metal base de aporte (desde E70XX a E80XX, pero no viceversa)
- Un cambio en el tipo de electrodo en mas de 1/32 pulg. (1mm) por encima del usado en la calificación del procedimiento.
- Un cambio en el rango del amperaje y voltaje recomendados.
- Un cambio de $\pm 25\%$ en el número de pases especificados. Si se cambia el área de la ranura, es permisible cambiar el número de pases en proporción al área.
- Un cambio en la posición de soldadura (desde vertical a horizontal, por ejemplo).
- Un cambio en el tipo de ranura (un cambio de ranura V a ranura U, por ejemplo) involucrando a las demás.
 - a.- Una disminución en el ángulo.
 - b.- una disminución en el espaciamento de raíz.
 - c.- un incremento en la cara de la raíz.
 - d.- La omisión, pero no la inclusión, del material de respaldo.
- Una disminución de mas de $25^{\circ}F$ ($13,9^{\circ}C$) en el precalentamiento mínimo especificado o la temperatura entre pases.
- Un cambio en la progresión de la soldadura vertical (por ejemplo, desde ascendente a descendente).
- La adición o supresión del tratamiento térmico post soldadura.

2.5.3.1.4 Detalles de las juntas soldadas que están diseñadas.

Se tomaran en cuenta los requerimientos para el cordón de soldadura y otros detalles para secciones no tubulares sección 3 literal 3.9 al 3.12 de la norma, según sea el caso.

2.5.3.1.5 Requerimientos para el precalentamiento y temperatura entre pases

El precalentamiento y temperatura entre pases debe ser lo suficiente para prevenir las fisuras, la tabla 3.2 de la norma o ver tabla 2.19 nos indica las recomendaciones en función de los materiales y sus espesores.

Tabla 2.19 RECOMENDACIONES PARA PRECALENTAMIENTO Y TEMPERATURA ENTRE PASES. [Ref.13]

Table 3.2 Prequalified Minimum Preheat and Interpass Temperature (see 3.5)								
C a t e g o r y	Steel Specification		Welding Process		Thickness of Thickest Part at Point of Welding		Minimum Preheat and Interpass Temperature	
					in.	mm	°F	°C
A	ASTM A 36	≤3/4 in. [20 mm]	ASTM A 516					
	ASTM A 53	Grade B	ASTM A 524	Grades I & II	1/8 to 3/4 incl.	3 to 20 incl.	32 ¹	0 ¹
	ASTM A 106	Grade B	*					
	ASTM A 131	Grades A, B, CS, D, DS, E	ASTM A 570	All grades	Over 3/4 thru 1-1/2 incl.	Over 20 thru 38 incl.	150	65
	ASTM A 139	Grade B	ASTM A 573	Grade 65				
	ASTM A 381	Grade Y35	ASTM A 709	Grade 36 (≤3/4 in. [20 mm])				
	ASTM A 500	Grade A	API 5L	Grade B	Over 1-1/2 thru 2-1/2 incl.	Over 38 thru 65 incl.	225	110
		Grade B	ABS	Grade X42				
				Grades A, B, D, CS, DS				
		ASTM A 501		Grade E	Over 2-1/2	Over 65	300	150
B	ASTM A 36	(≥3/4 in. [20 mm])	ASTM A 570	All grades				
	ASTM A 53	Grade B	ASTM A 572	Grades 42, 50, 55				
	ASTM A 106	Grade B	ASTM A 573	Grade 65				
	ASTM A 131	Grades A, B, CS, D, DS, E	ASTM A 588		1/8 to 3/4 incl.	3 to 20 incl.	32 ¹	0 ¹
		AH 32 & 36	ASTM A 595	Grades A, B, C				
		DH 32 & 36	ASTM A 606					
		EH 32 & 36	ASTM A 607	Grades 45, 50, 55				
	ASTM A 139	Grade B	ASTM A 618	Grades 1b, II, III				
			ASTM A 633	Grades A, B				
				Grades C, D	Over 3/4 thru 1-1/2 incl.	Over 20 thru 38 incl.	50	10
	ASTM A 381	Grade Y35	ASTM A 709	Grades 36 (≥3/4 in. [20 mm]), 50, 50W				
			ASTM A 710	Grade A, Class 2 (≥2 in. [50 mm])				
			ASTM A 808					
			ASTM A 913 ⁴	Grade 50				
			ASTM A 992					
	ASTM A 441		API 5L	Grade B				
	ASTM A 500	Grade A		Grade X42				
	Grade B	API Spec. 2H	Grades 42, 50	Over 1-1/2	Over 38 thru			
		API 2W	Grades 42, 50, 50T					
		API 2Y	Grades 42, 50, 50T					
ASTM A 501		ABS	Grades AH 32 & 36	thru 2-1/2 incl.	65 incl.	150	65	
ASTM A 516	Grades 55 & 60		DH 32 & 36					
	65 & 70		EH 32 & 36					
ASTM A 524	Grades I & II	ABS	Grades A, B, D,					
ASTM A 529	Grades 50 & 55		CS, DS					
ASTM A 537	Classes 1 & 2		Grade E	Over 2-1/2	Over 65	225	110	

ASTM A 529 has been deleted from Category A.

(continued)

2.5.3.1.6 Electrodo para el Método de Soldadura SMAW, Diámetro Máximo del Electrodo para el Proceso SMAW.

En la tabla 2.5.3.1.2 se puede ver la clasificación del electrodo para los materiales A36 y A131 (para todos los grados) en el cual se recomienda el electrodo E60XX y E70XX.

Para el diámetro máximo del electrodo dependerá se las siguientes variables:

1. Espesor del material a soldar.
2. Preparación de los bordes o filos de la unión a soldar.
3. La posición en que se encuentra la soldadura a efectuar (plana, vertical, horizontal, sobre la cabeza).

4. La pericia que posea el soldador.

El amperaje a utilizar para realizar la soldadura dependerá de:

1. Tamaño del electrodo seleccionado.
2. El tipo de recubrimiento que el electrodo posea.
3. El tipo de equipo de soldadura utilizado (CA; CC directa e inversa).

En la tabla 2.5.3.1.6 o en anexo A de la norma se especifica el amperaje mínimo y máximo en función del diámetro del electrodo y la posición a soldar.

Tabla 2.20 SELECCIÓN DEL AMPERAJE [Ref.14]

Table A-1 Typical Current Ranges for GMAW-S on Steel					
Welding Current, Amperes (Electrode Positive)					
Electrode Diameter		Flat and Horizontal Positions		Vertical and Overhead Positions	
in.	mm	min	max	min	max
0.030	0.8	50	150	50	125
0.035	0.9	75	175	75	150
0.045	1.2	100	225	100	175

2.5.3.1.7 Tipos de Ensayos, Posiciones de Soldadura.

2.5.3.1.7.1 Tipos de Ensayos.

Los ensayos que se presentan a continuación buscan determinar la calidad tanto en las propiedades mecánicas y la solidez de las juntas soldadas además el cumplir con los requerimientos del procedimiento de calificación:

Para soldadura a Tope (ranura)

- Ensayo de tensión de sección reducida
- Ensayo de doblado de cara
- Ensayo de doblado de raíz
- Ensayo de doblado lateral
- Ensayo de doblado longitudinal de cara-raíz
- Ensayo de impacto
- Ensayo de macroataque por solidez y efectuado en la garganta de soldadura a tope de penetración imparcial de la junta (ensayo de perfil de dureza).

- END (NTD nondestructive testing) ensayos no destructivos entre ellos se destacan radiográfico, ultrasonidos.

Para soldaduras de filete

- Ensayo de macroataque por solidez y fusión
- Ensayo de doblado lateral
- Todos los ensayos de soldadura metálica (para determinar las propiedades mecánicas).

2.5.3.1.7.2 Posiciones de Soldaduras.

Las respectivas posiciones de ensayo para el procedimiento de calificación son plana, horizontal, vertical y sobre la cabeza. Para las posiciones de ensayo según lo examinado en el código AWS D 1.1 se clasifican tanto para planchas y tuberías para la respectiva calificación de la siguiente manera:

Sobre Planchas

En la elaboración de pruebas para calificar soldadura a tope, las planchas serán soldadas en las siguientes posiciones (ver fig. 2.4):

1. Posición 1G (Plano) Para la prueba la plancha se colocará en un plano aproximadamente horizontal y el metal de aporte de soldadura se depositará del lado superior.
2. Posición 2G (Horizontal) Para el ensayo la plancha se pondrá en un plano aproximadamente vertical con la ranura aproximadamente horizontal.
3. Posición 3G (Vertical) Para la prueba la plancha se pondrá en un plano aproximadamente vertical con la ranura aproximadamente vertical.
4. Posición 4G (Sobre cabeza) Para el ensayo la plancha se pondrá en un plano aproximadamente horizontal y el metal de aporte se depositará por debajo de la cara.

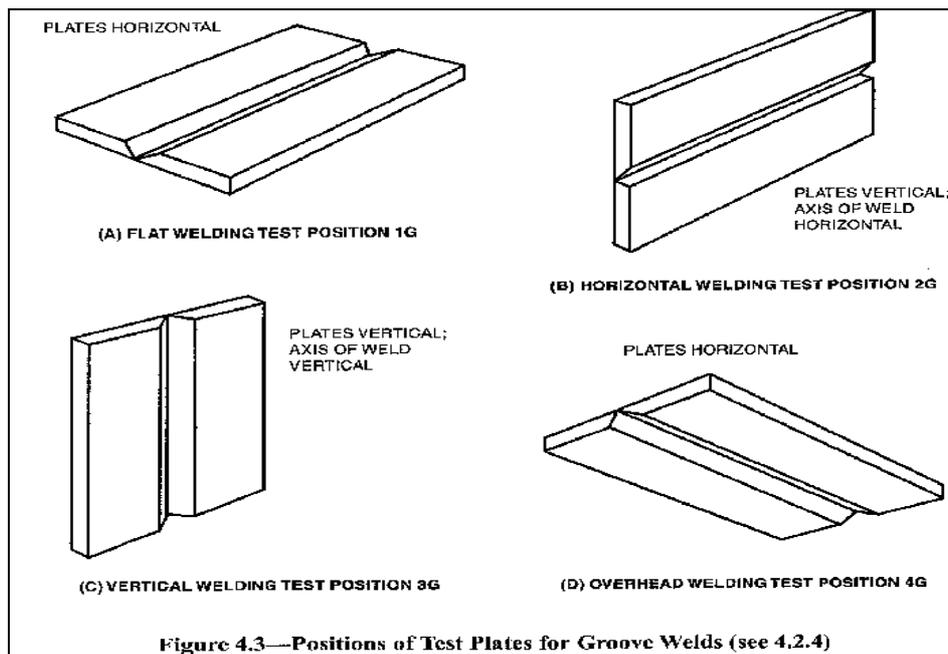


Figura 2.4 Posiciones de Soldadura a tope en Planchas

El mismo concepto se efectúa en la soldadura a filete que en la soldadura a tope (ver fig.2.5). La diferencia esta en la nomenclatura que corresponde a cada posición 1F Plana, 2F Horizontal, 3F Vertical y 4F Sobre cabeza.

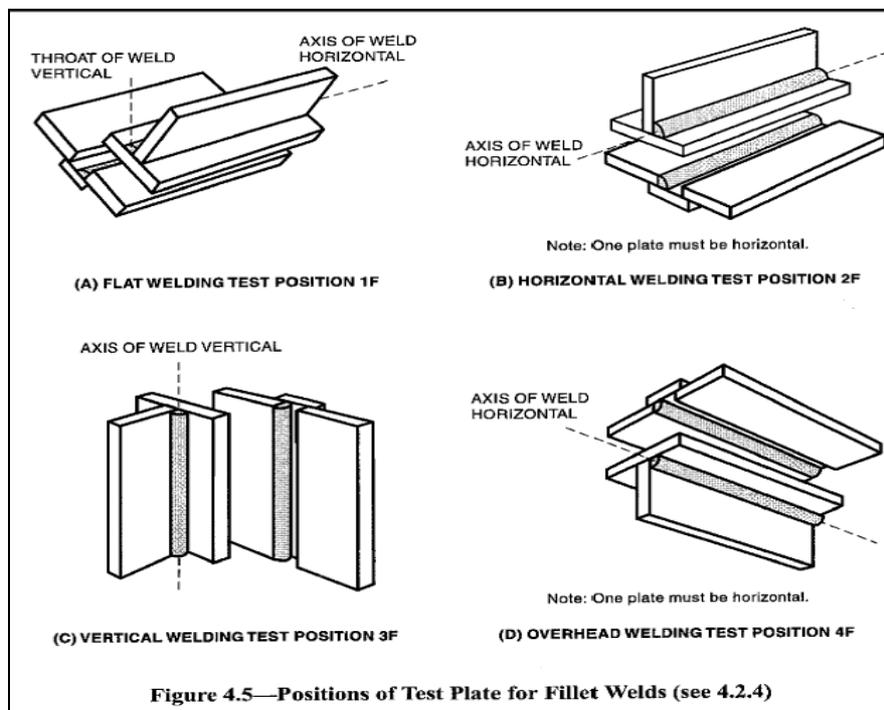


Figura 2.5 Posiciones de Soldadura a filete en Planchas

Sobre Tuberías

En la elaboración de pruebas para calificar soldadura a tope, la tubería será soldada en las posiciones siguientes (ver fig. 2.6):

1. Posición 1G (Plana) Para el ensayo la tubería se ubicará con el eje horizontal y a la vez que girará a $\pm 15^{\circ}$ mientras el metal de aporte se ubicará del lado superior (en la ranura que se le efectuó a la tubería).
2. Posición 2G (Horizontal) Para esta prueba la tubería se colocará en posición vertical y no deberá girar mientras se deposite el metal de aporte horizontalmente, en realidad el que gire será el soldador alrededor de la tubería.
3. Posición 5G (Múltiple) Este ensayo aplica a tuberías o tubos que serán reparados por lo cual se ubicaran posición horizontal a $\pm 15^{\circ}$ y que no girará la tubería mientras se deposita la soldadura en el biselado de las juntas, esto implica que el soldado será en posición plana, vertical y sobre cabeza.
4. Posición 6G (Múltiple) Este ensayo aplica a tuberías o tubos que serán reparados por lo cual se ubicaran en un plano inclinado a $45^{\circ} \pm 5^{\circ}$ y no girará la tubería mientras se deposita la soldadura en el biselado de las juntas.
5. Posición 6GR (Múltiple) Este prueba aplica a tuberías o tubos que tienen la restricción de colocar un anillo en la tubería en el cual se ubicaran en un plano inclinado a $45^{\circ} \pm 5^{\circ}$ (esto aplica a conexiones T, Y o K) y no girará la tubería mientras se deposita la soldadura en el biselado de las juntas

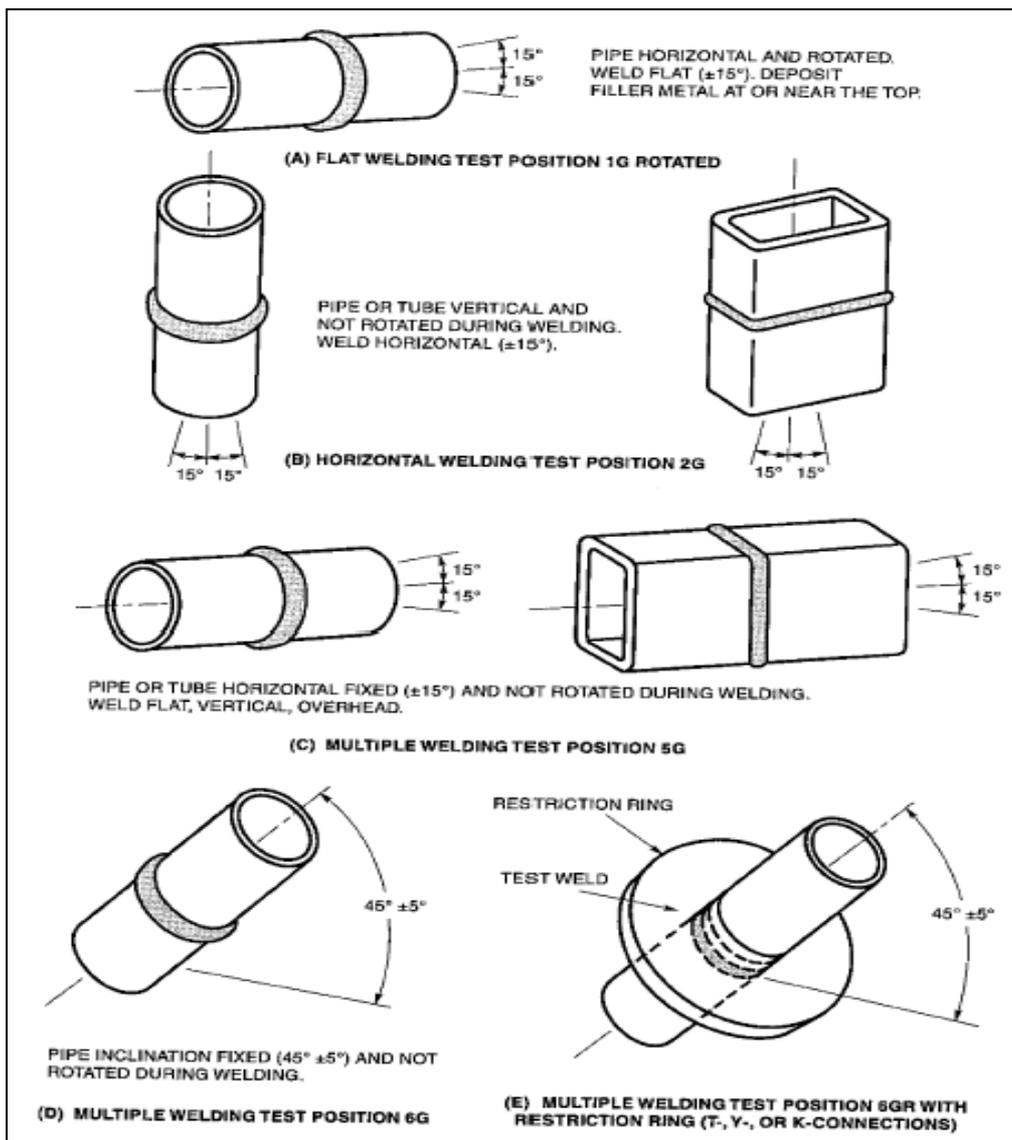


Figura 2.6 Posiciones de soldadura a tope en Tuberías.

Se mantiene la misma definición que se efectúa en la soldadura a filete que en la soldadura a tope (ver fig.2.7). La diferencia esta en la nomenclatura que corresponde a cada posición 1F Plana, 2F Horizontal para tubería a reparar, 3F Horizontal, tubería que gira al momento de efectuar la soldadura, 5F Sobre cabeza y 5F posición de posición múltiple.

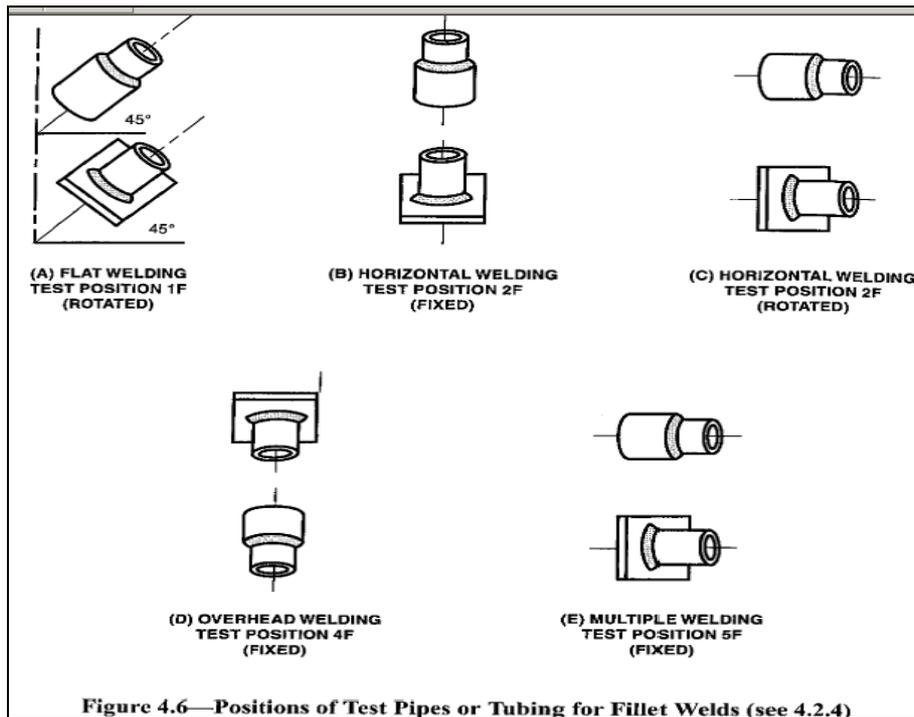


Figura 2.7 Posiciones de soldadura a filete en Tuberías.

2.5.3.1.7.2 Ensayos No Destructivos END

Los procedimientos de los ensayos no destructivos como los descritos en este código han sido usados por muchos años y proporciona una convicción razonable de la integridad de la soldadura, sin embargo algunos usuarios de este código consideran incorrectamente que cada método sea capaz de detectar todas las discontinuidades inaceptables. Hay que indicar que este código posee ciertas limitaciones en los ensayos no destructivos a ser usados particularmente en la inhabilidad de detectar y caracterizar discontinuidades planas con orientaciones específicas (Las limitaciones y usos complementarios de cada método están implícitas en las ediciones de la AWS B1.10 guía para inspectores de ensayos no destructivos de sueldas).

Para todos los ensayos que se efectúan en el presente trabajo de campo se aplican los criterios de aceptación de la sección 6 de la norma AWS D1.1 particular que se analiza en el capítulo 3.

CAPÍTULO III

3. ENSAYOS DE LABORATORIO PARA MATERIALES Y SOLDADURA.

3.1 ALCANCE

Los ensayos de materiales y soldadura que se efectúan en el presente trabajo son los solicitados por el Gobierno Provincial de Sucumbíos, ensayos que forman parte del procedimiento de calificación y cabe indicar que como recomendaciones se propone otros tipos de ensayos. Es importante que para efectuar los ensayos se desarrolle un procedimiento según los parámetros y especificaciones que la norma lo indica, obviamente referente a cada ensayo. Para la aplicación de los criterios de aceptación por tratarse de una construcción de un puente con perfiles estructurales con uniones soldadas se toma en cuenta la norma AWS D 1.1 (STRUCTURAL WELDING CODE STEEL).

3.2 CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL. (C.M.)

3.2.1 Objetivo y Alcance

Objetivo general:

- Comprobar que las características y propiedades del metal base estén de acuerdo con las especificaciones del fabricante.

Alcance:

Analizar y determinar las estructuras presentes en la probeta a ensayar (ASTM A36) mediante el uso del microscopio además, identificar sus microconstituyentes y por comparación con el Metals Handbook, caracterizar el material, a más de medir su dureza, tamaño de grano y su correspondencia con el proceso de fabricación (laminado).

3.2.2 Equipos y Materiales

Equipos:

Los equipos utilizados fueron los siguientes:

- Máquina Portafilas
- Paño de pulir
- Microscopio metalográfico
- Cámara de microestructuras.



Figura 3.1 Equipos de Laboratorio (C.M.)

Material:

Los materiales utilizados fueron los siguientes:

- Probeta
- Lijas
- Alúmina
- Agua
- Alcohol
- Nital 2



Figura 3.2 Probeta Ensayada

3.2.3 Marco Teórico C.M.

Tabla 3.1 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS Y PROPIEDADES FÍSICAS DE PERFILES ESTRUCTURALES.

Características químicas y propiedades físicas

Especificación	Composición química % en peso (máximo)							Limite elástico KSI min.	Última tensión KSI min.	% de elong. en 8" min.	Rango de dimensión
	C	Mn	P	S	Si	Cb	V				
LC PAILAS	0.06	0.35	0.030	0.030	0.40	-	-	-	-	-	1
ASTMA-283-A	0.14	0.90	0.035	0.040	0.40	-	-	24	45-60	27	1
ASTMA-283-B	0.17	0.90	0.035	0.040	0.40	-	-	27	50-65	25	1
ASTMA-283-C	0.24	0.90	0.035	0.040	0.40	-	-	30	55-75	22	1
ASTMA-36	0.27	1.20	0.040	0.050	0.40	-	-	36	58-80	20	1
ABS A	0.23	1.35	0.035	0.040	-	-	-	34	58-71	21	1
ABS B	0.21	0.80-1.10	0.035	0.040	0.35	-	-	34	58-71	21	1
ABS D	0.21	0.70-1.35	0.035	0.040	0.10-0.35	-	-	34	58-71	21	1
ABS E	0.18	0.70-1.35	0.035	0.040	0.10-0.35	-	-	34	58-71	21	1
LLOYD'S A	0.23	1.35	0.035	0.040	-	-	-	34	58-71	21	1
LLOYD'S B	0.21	0.80-1.10	0.035	0.040	0.35	-	-	34	58-71	21	1
LLOYD'S D	0.21	0.70-1.35	0.035	0.040	0.10-0.35	-	-	34	58-71	21	1
LLOYD'S E	0.18	0.70-1.35	0.035	0.040	0.10-0.35	-	-	34	58-71	21	1
ASTMA-131-A	0.21	0.52	0.035	0.035	0.50	-	-	34	58-75	21	1
ASTMA-131-B	0.21	0.80	0.035	0.035	0.35	-	-	34	58-75	21	1
ASTMA-131-D	0.21	0.60	0.035	0.035	0.10-0.35	-	-	34	58-75	21	1
ASTMA-131-E	0.18	0.70	0.035	0.035	0.10-0.35	-	-	34	58-75	21	1
DIN EN 10025 S-235	0.20	0.90	0.035	0.040	-	-	-	35	49-68	20	2
DIN EN 10025 S-275	0.21	1.50	0.035	0.040	-	-	-	37	59-81	20	2
DIN EN 10025 S-355	0.24	1.50	0.035	0.040	0.55	-	-	51	71-91	18	3
ASTMA-572-50	0.23	1.35	0.035	0.035	0.40	0.050	0.06	50	65	18	2
ASTMA-572-60	0.26	1.35	0.035	0.040	0.40	0.050	0.15	60	75	16	2
ASTMA-572-65	0.23	1.65	0.035	0.040	0.40	0.050	0.15	65	80	15	3
ASTMA-656 Gr. 50	0.18	1.65	0.025	0.035	0.60	0.10	0.15	50	60	20	2
ASTMA-656 Gr. 60	0.18	1.65	0.025	0.035	0.60	0.10	0.15	60	70	17	3
ASTMA-656 Gr. 70	0.18	1.65	0.025	0.035	0.60	0.10	0.15	70	80	14	3
ASTMA-656 Gr. 80	0.18	1.65	0.025	0.035	0.60	0.10	0.15	80	90	12	3
ASTMA-709 Gr. 50	0.23	1.35	0.035	0.035	0.40	0.050	0.15	50	65	18	2
JIS G-3106 SM-490-A	0.20	1.60	0.035	0.035	0.55	-	-	47	71-88	21	2

■ mínimo

Fuente tomada por catálogos AHMSA www.ahmsa.com

3.2.4 Procedimiento para la Caracterización del Material.

Microestructura y Tamaño de grano

- Se lija la probeta en la maquina porta lijas secuencialmente con lijas de diferentes numeración desde la 180, 240, 400, 600,1000, se lija la probeta en una sola dirección luego se gira 90 grados, y se pasa a la siguiente lija de esta manera se elimina ralladuras en diferentes sentidos de la probeta, este procedimiento se lo realiza en todas las lijas.
- Se pasa el paño en donde se añade alúmina luego se pule la probeta el tiempo necesario para obtener una superficie espejo, en donde se ha eliminado por completo las ralladuras que existían en la probeta.
- Luego se lava y se seca la probeta, y se observa la superficie de la probeta por medio de una lupa para de esta manera comprobar que se ha obtenido una superficie adecuada sin rayaduras.
- Se ataca la probeta químicamente con Nital 2 de 5 a 10 segundos, hasta que la superficie de la probeta empiece a cambiar a un color oscuro.
- Luego se lava con alcohol para contrarrestar el ataque químico y evitar que la superficie de la probeta se quemé.
- Se seca la probeta con aire a presión (compresor).
- Luego se coloca la probeta bajo el microscopio para poder observar las estructuras que tiene la probeta y se realiza una comparación con las estructuras del Metals Handbook.
- Se toman las fotografías y se analiza sus constituyentes, aplicando el método de medición de tamaño de grano según la ASTM E-112 se obtiene el tamaño del mismo.

Dureza

- Para determinar la dureza se pule la superficie de la probeta.
- Se coloca la probeta en el Durómetro para determinar la dureza por el método Brinell.
- Se comprueba que este centrada la probeta perpendicular al indentador (bola de acero templado).
- Se coloca el indentador estándar de bola de acero que es 10mm, si no hay se debe corregir la carga P aplicada con el nuevo diámetro D considerando que:

$$P = 30D^2 \text{ [Ec.14]}$$

- Se aplica la carga constante sobre la probeta y manteniéndose durante un tiempo de 15 segundos para aceros, el mismo que dejará marcada la huella por el indentador.
- Se procede a descargarle en un tiempo de 8 a 10 segundos, posteriormente se mide la huella en el microscopio para determinar la dureza en función del mismo, en los catálogos correspondientes o mediante la ecuación:

$$HB = \frac{2P}{\pi D(D - \sqrt{D^2 - d^2})} \text{ [Ec. 15]}$$

Inclusiones

- Para determinar las inclusiones se pule nuevamente la superficie de la probeta.
- Sin atacar con el nital y con una superficie espejo se coloca bajo el microscopio con una ampliación a 100x, se toman las fotografías en dos puntos distintos donde haya mayores inclusiones.
- Se comparan las inclusiones de la probeta con los patrones de la norma ASTM E-45-97 y se caracteriza el tipo de inclusiones que tiene la probeta.

Densidad del material

- Se pesa la probeta en una balanza y se anota este dato (m).
- En un vaso de precipitación con agua se introduce la probeta y por diferencia de volúmenes se obtiene volumen de la probeta (v).
- Se determina la densidad del material (d) con la ecuación:

$$d = m/v . \text{ [Ec.16]}$$

3.3 SELECCIÓN DEL END ULTRASONIDOS, LÍQUIDOS PENETRANTES, PARTÍCULAS MAGNÉTICAS (ASME BPV CODE-SECTION V-ARTICLE 4, 6,7).

3.3.1 Etapas Básicas para la Selección y Aplicación de los END.

Los métodos de END se aplican de acuerdo con la siguiente metodología:

- Elección del método y técnicas operatorias apropiadas
- Obtención de una indicación propia
- Interpretación de la indicación
- Evaluación de la indicación

A. Elección del método y técnicas operatorias apropiadas

Para la elección del método y las técnicas operatorias apropiadas de control, se deben tener en cuenta: el tipo de material, su estado estructural, procesos de fabricación, el tamaño y forma del producto como así también el tipo, tamaño, orientación y ubicación de las heterogeneidades a detectar, o de la dimensión a medir; ya que todos

los métodos, presentan limitaciones de interpretación, limitaciones por la geometría y naturaleza del material, limitaciones de sensibilidad y en la velocidad de aplicación. Teniendo en cuenta que el aumento de sensibilidad puede traer consigo un aumento del costo del ensayo o del producto, es importante establecer los criterios de aceptación y rechazo para que queden claramente definidos el nivel de calidad o nivel de aceptación determinado.

B. Obtención de una Indicación Propia.

Una característica común de los métodos de ensayos no destructivos es que siguen procedimientos indirectos, es decir que determinan la característica buscada en el producto a través de alguna propiedad relacionada con ella. Así por ejemplo, en el método radiográfico, se interpreta, una indicación que es una imagen de las heterogeneidades presentes en el material sobre una película fotosensible; en el método ultrasónico, se interpreta una indicación en la pantalla de un tubo de rayos catódicos; en los métodos de partículas magnetizables y de líquidos penetrantes, se interpreta una indicación que es una ampliación de la heterogeneidad sobre la superficie de observación; en los métodos magnéticos y eléctricos, se interpreta, una indicación, según sea el sistema representativo en cada ensayo.

La obtención de una indicación está relacionada con la naturaleza de la discontinuidad, con su forma (esférica, cilíndrica o plana), con su ubicación (superficial, subsuperficial e interna), con su orientación y con su tamaño.

Por ejemplo para la obtención de una indicación propia de una fisura (discontinuidad plana), las condiciones óptimas de detección se presentarán cuando la discontinuidad sea paralela al haz de radiación X o perpendicular al haz ultrasónico, perpendicular a las líneas de campo magnético y próxima a la superficie de observación en el caso del ensayo de partículas magnetizables, o que aflore a la superficie en el caso del ensayo por líquidos penetrantes.

C. Interpretación de la Indicación.

Producida la indicación, es preciso interpretarla. La interpretación consiste en hallar la relación entre la indicación observada con su naturaleza, morfología, ubicación, orientación y tamaño de la heterogeneidad.

Para una correcta interpretación, es aconsejable recurrir, en la primera fase de la puesta

a punto del método, a las técnicas y END complementarios que sean necesarios, con el fin de asegurar la validez del ensayo

La interpretación, es una función de primordial importancia y su responsabilidad recae en el personal calificado en el método aplicado.

D. Evaluación de la Indicación.

Después de obtenida e interpretada una indicación, se debe evaluar. La evaluación consiste en hallar la relación entre la heterogeneidad detectada, la característica determinada o la dimensión medida, con su efecto posterior en las propiedades del material o producto.

Así como vimos que la interpretación es una función propia del personal calificado, la evaluación es responsabilidad de un equipo humano constituido, por proyectistas, personal responsable de los ensayos de experimentación o de pruebas de duración, expertos en fiabilidad y expertos con conocimiento sobre la ciencia y técnica de los materiales.

Este equipo analizará los datos relativos a cargas de servicios y condiciones de funcionamiento, determinará, con dichos datos, las secciones o zonas críticas de la pieza o del componente estructural, estableciendo en cada una de ellas un grado de responsabilidad y fijará, teniendo presente los resultados estadísticos de los ensayos de duración, el nivel de calidad, es decir, los criterios de aceptación y rechazo relacionados a la aplicación de los métodos de END.

Desgraciadamente, existe la práctica o costumbre frecuente de asignar al personal de END o de hacer recaer en la persona de un operador, todas estas funciones.

Como consecuencia de ello, muchos programas de ensayos no destructivos han fracasado al no estar establecidas especificaciones adecuadas relativas a la evaluación. En estos casos, muchas veces el inspector basa sus decisiones, en la experiencia sobre el comportamiento de piezas similares bajo iguales condiciones de servicio. Pero puede ser muy peligroso si extrapola sus conclusiones para condiciones de servicio nuevas y completamente diferentes. En caso de dudas, el inspector tiende generalmente, a ser

muy precavido, particularmente en el caso de no poseer especificaciones. Esto puede traer como consecuencia, pérdidas económicas a la industria.

3.3.2 Revisión ASME Sección V, Artículo 25, Ensayo por Partículas Magnéticas [Ref.16]

Las especificaciones de la ASME sección V, artículo 25 nos presenta una guía para la ejecución del ensayo no destructivo por partículas magnéticas, prueba que se selecciona para la examinación de las probetas soldadas método que se justifica emplear para materiales ferromagnéticos en piezas de fundición, forjadas, roladas, cordones de soldadura, inspección en servicio de algunas partes de avión, ferrocarril, recipientes sujetos a presión, ganchos, engranes de grúa, estructuras de plataforma, etc.

Se utiliza la técnica de magnetización por puntas de contacto ya que se busca detectar discontinuidades superficiales y subsuperficiales cercanas a la superficie pero no internas; debido a que no se dispone de equipos para detectarlos, el realizar los ensayos fuera de la institución representa un gasto económico el cual se recomienda a su representante del gobierno provincial de Sucumbíos efectuar ensayos que analicen las discontinuidades internas en conexiones soldadas como la técnica de radiografía; tales discontinuidades son del tipo lineal, tales como grietas de fabricación o por fatiga, desgarres en caliente, traslapes, costuras, faltas de fusión, laminaciones, etc.

3.3.2.1 Alcance

Esta guía describe las técnicas para la examinación por partículas magnéticas tanto para el método seco como húmedo, ensayo no destructivo para detectar fisuras y otras discontinuidades cerca de las superficies en materiales ferromagnéticos. La examinación por partículas magnéticas puede ser aplicada en materiales rugosos, materiales semiterminados (barras, lingotes, fundiciones y piezas forjadas), material acabado y soldaduras, sin tener en cuenta el tratamiento de calor o la falta de eso. Es útil el examen para un mantenimiento preventivo.

3.3.2.2 Evaluación de las Indicaciones

Cuando el material va a ser examinado tiene que haber estado propiamente magnetizado, las partículas magnéticas han sido adecuadamente aplicadas y las partículas en exceso removidos, habrá acumulación de partículas magnéticas en las

zonas de escape de flujo. Estas acumulaciones muestran la distorsión del campo magnético y se llama las indicaciones. Sin perturbar las partículas, las indicaciones deben ser examinadas, clasificadas, interpretadas acerca de la causa, comparar con las normas de aceptación y una decisión acerca de la disposición del material que contiene la indicación.

3.3.2.3 Indicaciones Típicas de las Partículas Magnéticas:

3.3.2.3.1 Discontinuidades Superficiales

Las discontinuidades superficiales, con pocas excepciones, produce una cortante, de distinta configuración (ver anexo A de la norma y fig. 3.3.2.3.1).

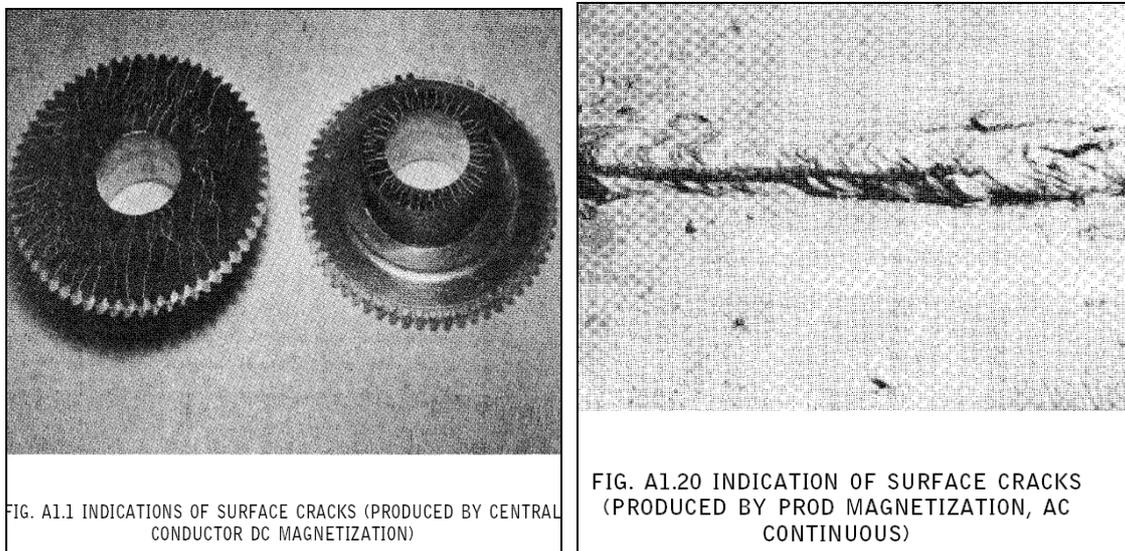


Figura 3.3 Defectos Superficiales Detectados por Partículas Magnéticas

3.3.2.3.2 Discontinuidades Sub-superficiales

Las discontinuidades sub-superficiales producen las indicaciones menos distintas que aquellas que se abren a la superficie. Las configuraciones son anchos, más bien como cortante, y las partículas están menos firmemente sostenidas.

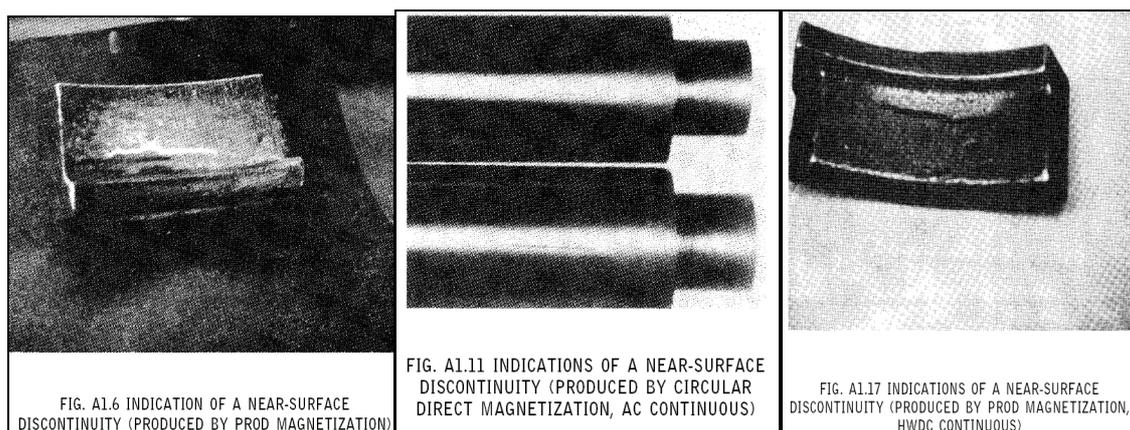


Figura 3.4 Defectos Sub-superficiales Detectados por Partículas Magnéticas

3.3.2.4 Equipos.

Se analizara la técnica de magnetización por puntas de contacto (se aplica al ensayo no destructivo del presente trabajo) y que son usados para la magnetización local.

Las puntas de contacto son piezas que pueden ser de aluminio, cobre laminado, bloques de cobre algo como cobre sólido. Con las puntas de cobre sólido se da origen a la formación de un arco accidental durante la colocación de las puntas o al quitarlo, que puede causar en la superficie la penetración del cobre, dando como resultado un daño metalográfico (ablandamiento, endurecimiento, agrietamiento, etc.). Ver 12.3.1.1(a) de la norma. En caso de un circuito de voltaje abierto la fuente de corriente de magnetización debe ser mayor de los 25 Voltios.

3.3.2.3 Partículas Secas

Los polvos magnéticos secos son diseñado para ser usados proporcionalmente y son aplicados por rociador o esparciendo directamente hacia la superficie de la parte ha examinar. Estas generalmente se usan sobre una base prescindible, aunque las partículas pueden juntarse y rehusarse. Sin embargo, para mantener el tamaño de las partículas y el control de la posible contaminación, esto no es una normal práctica. Los polvos secos también pueden usarse bajo extremas condiciones ambientales. Estas partículas no son afectadas por el frío y son resistentes al calor; algunas partículas se pueden utilizar a temperaturas de 600°F (315°C). Las partículas vienen en diferentes colores y con revestimientos orgánicos para así mejorar el contraste de las partículas magnéticas secas y que las mismas a la vez pierden su color a altas temperaturas, haciendo del contraste menos efectivo. Las partículas flourecentes secas no pueden

usarse a altas temperaturas; el fabricante debe especificar la limitación de la temperatura a usarse y la adecuada al momento de realizar los ensayos.

3.3.2.4 Magnetización Localizada

La magnetización localizada se consigue con el uso de puntas de contacto y con yugos pero se da prioridad al ensayo por puntas de contacto técnica a utilizarse.

Con puntas de contacto, la fuerza de magnetización circular es proporcional al amperaje usado, pero varía de acuerdo a la distancia entre puntas y el espesor de la sección de la probeta a ser examinada. Se recomienda que la corriente de magnetización por cada 1pulg. [25mm] sea (90 a 110 Amperios) por el espacio entre puntas, el espacio entre puntas deben ser aplicado para un espesor de 3/4 pulg. [19mm] y por encima del espesor mencionado. Los ciclos prolongados de energización pueden causar un indeseable sobrecalentamiento localizado. El espacio entre puntas no debe exceder 8pulg. [200mm]. El espacio no debe ser menor que 3pulg. [75mm] ya que no es usualmente practicable debido a que las bandas de las partículas están alrededor de las puntas. Las puntas deben prepararse y mantenerse limpias.

3.3.2.5 Interpretación de las Indicaciones

Todas las indicaciones válidas formadas por la examinación de las partículas magnéticas son el resultado del campo de fuga magnético. Indicaciones que pueden ser relevantes, no relevantes y falsas.

3.3.2.5.1 Indicaciones Relevantes

Las indicaciones relevantes son producidas por el campo de fuga, que son el resultado de discontinuidades. Indicaciones relevantes que necesitan ser evaluados bajo estándares de aceptación entre el fabricante, la agencia encargada del ensayo y el comprador.

3.3.2.5.2 Indicaciones no Relevantes

Las indicaciones no relevantes pueden ocurrir aisladamente o en aproximación con el resultado del campo de fuga creado, por condiciones que no requieren una evaluación tales como cambio en la sección (chaveteros y agujeros taladrados), propiedades de materiales inherentes (como el borde de una soldadura bimetálica), etc.

3.3.2.5.3 Indicaciones Falsas.

Las indicaciones falsas no son el resultado de las fuerzas magnéticas. Ejemplos son las partículas que se sostuvieron mecánicamente o por la acción de la gravedad que da origen a depresiones de las partículas sobre la superficie o partículas que se sostienen por la presencia de óxidos o debido a la diferencia de tamaños sobre la superficie.

3.3.2.6 Registro de las Indicaciones

Medios de registro, cuando es requerido por un procedimiento escrito, los registros permanentes de la localización, tipo, longitud (es), y espaciamiento (s) de las indicaciones pueden hacerse por uno o más de los siguientes medios.

- Croquis.- Efectuar un croquis de las indicaciones y sus localizaciones.
- Traslado (solamente polvo seco).- Consiste en cubrir las indicaciones con una cinta adhesiva transparente, posteriormente retirar la cinta con la indicación (es) de la partícula magnética adheridas a la cinta, y poniendo sobre un papel u otro material de fondo apropiado que indique las situaciones.
- Cinta reveladora (solamente polvo seco).- Cubriendo las indicaciones mediante un spray sobre la cinta reveladora que arregla las indicaciones en el revelador, del cual se abre la revelación a la superficie de la cinta y se adhieren a la misma las indicaciones.
- Fotografías.- Fotografiar las indicaciones referidas al traslado de cinta adhesiva, o cinta reveladora que reproducen las indicaciones.
- Registro escrito.- Registrar la localización, longitud, orientación y número de indicaciones.

3.3.2.7 Desmagnetización

Después de la desmagnetización los campos residuales no deben exceder los 3 G (240 Amp⁻¹), en cualquier parte de la pieza en valor absoluto. A menos que por otra parte estén en común acuerdo mediante una cláusula del contrato o por especificación de diseño, puede aceptarse una especificación diferente.

3.4 ENSAYO VISUAL (E.V.)

3.4.1 Objetivo y Alcance

Objetivo general:

- Efectuar la calificación de la soldadura de acuerdo con la especificación de la norma AWS D1.1 sección 6, literal 6.9 (ver anexo A-III y literal 3.6.1).

Alcance:

Aplicar los criterios de aceptación para ensayo visual como se indica en la norma en lo que se refiere a construcciones de conexiones soldadas en aceros estructurales, detectar y evaluarlos los defectos presentes para finalmente obtener los resultados.

3.4.2 Equipos y Materiales

Equipos:

Los equipos utilizados fueron los siguientes:

- Amoladora
- Suelda eléctrica de CD
- Graduador



Figura 3.5 Equipos (EV)

Materiales:

Los materiales utilizados fueron los siguientes:

- Electrodo E7018 y E6011
- Planchas biseladas A131 soldadas



Figura 3.6 Preparación de la Probeta (E.V.)

3.4.3 Marco Teórico E.V.

3.4.3.1 Denominaciones de los Tipos de Soldadura

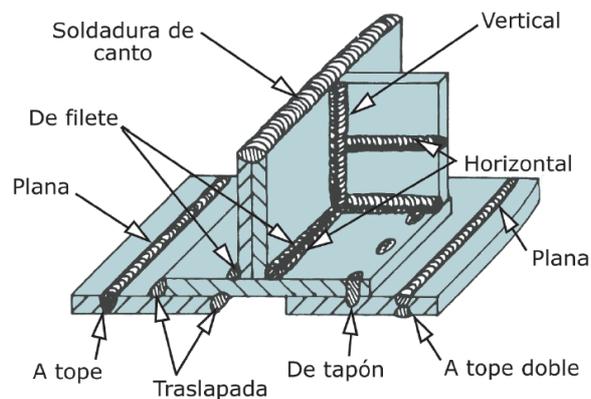


Figura 3.7 Tipos de Soldadura

3.4.4 Procedimiento del Ensayo Visual

- Verificar que se llevo a cabo el procedimiento de soldadura de los materiales de acuerdo con el literal 2.5.3.
- Preparar y verificar que las juntas y el electrodo estén de acuerdo con las características de diseño de juntas soldadas por el proyectista.
- Efectuar la limpieza de las probetas soldadas de tal manera que se encuentren libres de impurezas, grasas, escorias.
- Aplicar los criterios de aceptación de acuerdo con la norma, referirse al literal 3.6.1. tomando en cuenta que los elementos estructurales están sometidos a cargas dinámicas (ver anexo A III).
- Realizar las mediciones de la soldadura para determinar el tamaño, longitud y ancho de suelda, mordedura, porosidades presentes y a la vez evaluarlos de acuerdo al literal 3.6.1.
- Presentar los resultados y conclusiones.

3.5 ENSAYO PARTÍCULAS MAGNÉTICAS (E.P.M.)

3.5.1 Objetivos y Alcance

Objetivo general:

- Detectar grietas subsuperficiales y superficiales por medio de partículas magnéticas y aplicar el criterio de aceptación.

Alcance:

Localizar defectos superficiales y sub-superficiales y aplicar los criterios de aceptación de tal manera que se cumpla con lo especificado en el procedimiento de calificación.

3.5.2 Equipos y Materiales

Equipos:

Los equipos utilizados fueron los siguientes:

- Equipo eléctrico de puntas de contacto.



Figura 3.8 Equipo (E.P.M)

Materiales:

Los materiales utilizados fueron los siguientes:

- Probeta (plancha soldada)
- Flexómetro
- Polvo de partículas magnéticas.

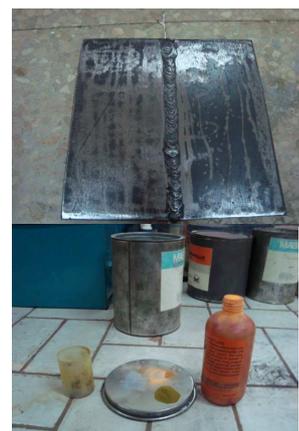


Figura 3.9 Probeta soldada a Ensayar

3.5.3 Marco Teórico E.P.M.

La inspección por partículas magnéticas es un método para localizar discontinuidades superficiales y sub-superficiales en materiales ferromagnéticos.

Limitaciones que deben tenerse en cuenta, por ejemplo, las películas delgadas de pintura y otros recubrimientos no magnéticos tales como los galvanostégicos, afectan adversamente la sensibilidad de la inspección.

Además el método solo es útil en materiales ferromagnéticos.

Campos magnéticos

Este método de inspección utiliza campos magnéticos para revelar discontinuidades. Este efecto se debe al giro del electrón sobre si mismo y a la manera como esos electrones se organizan en los átomos, haciendo que el átomo mismo sea un pequeño imán, por lo que el campo magnético es el espacio exterior del imán donde se ejerce la fuerza de inducción y está conformado por el conjunto de líneas de fuerza cuyo número y forma dependen del foco magnético o fuente que genera el campo. El campo magnético está caracterizado por el vector de inducción magnética, Biot y Savart establecieron que todo elemento de corriente eléctrica genera a cierta distancia de el un campo magnético que es proporcional a la corriente e inversamente proporcional al cuadrado de la distancia y que depende además de las propiedades magnéticas del medio que circunda al conductor. Esas propiedades son la permeabilidad magnética en el vacío:

$$\mu_0 = 4 \times 10^{-7} \text{ [Ec.17]}$$

$$\mathbf{B} = \mu_0 \mu \text{ [Ec.18]}$$

B es la inducción o densidad del flujo, es decir el numero de líneas de fuerza por unidad de área y se mide con gauss; además 1 GAUSS = 10^{-4} TESLA.

μ Representa la facilidad con que un material puede ser magnetizado.

Según su permeabilidad los materiales se dividen en tres grupos principales:

FERROMAGNETICOS	$\mu > 1$
DIAMAGNÉTICOS	$\mu < 1$
PARAMAGNÉTICOS	$\mu = 1$

Los ferromagnéticos son atraídos fuertemente por un campo magnético (hierro, níquel, cobalto, casi todos los aceros, etc.)

Los paramagnéticos son levemente atraídos por un campo magnético (platino aluminio, cromo, estaño, etc.)

Los diamagnéticos son levemente repelidos por un campo magnético (plata, cobre, mercurio, etc.).

Tabla 3.2 MATERIALES DIAMAGNÉTICOS, PARAMAGNÉTICOS Y FERROMAGNÉTICOS

Diamagnéticos	Paramagnéticos	Ferromagnéticos
<ul style="list-style-type: none"> • No son magnetizables. • No son atraídos por un campo magnético. • Son ligeramente repelidos por un campo magnético. 	<ul style="list-style-type: none"> • Materiales que son débilmente atraídos por un campo magnético y tienen una pequeña tendencia a la magnetización; estos no son inspeccionables por partículas magnéticas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Son fácilmente magnetizables. • Son fuertemente atraídos por un campo magnético. • Son capaces de retener su magnetización después que la fuerza magnetizante ha sido removida.
Mercurio. <ul style="list-style-type: none"> • Oro. • Bismuto. • Zinc. • Cobre • Plata. • Plomo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Aluminio, magnesio. • Molibdeno, litio. • Cromo, platino. • Sulfato de cobre. • Estaño, potasio. • Aceros inoxidable austeníticos y de la serie 300. 	Hierro, níquel, cobalto y gadolinio. <ul style="list-style-type: none"> • Mayoría de los aceros, inclusive inoxidable de la serie 400 y 500. • Aleaciones de cobalto y níquel. • Aleaciones de cobre, manganeso y aluminio.

Campo de fuga

El método de partículas magnéticas consiste en la detección de campos de fuga, o sea los flujos dispersos, provocados por la formación de polos magnéticos a ambos lados de aquellas discontinuidades que interrumpen el camino de las líneas de fuerza producidas por los métodos de imantación.

En la inspección de piezas metálicas (ferromagnéticas) se toma ventaja del campo magnético generado por corrientes eléctricas. Aunque se puede usar imanes permanentes, esto se utiliza poco porque normalmente se requieren campos fuertes.

Las técnicas de ensayo se pueden clasificar según si se mantienen o no las fuerzas magnéticas durante la aplicación del medio de inspección, así se tiene el método residual y el método continuo.

Métodos de inspección con Partículas Magnéticas en Pruebas No Destructivas

De acuerdo con el carácter del campo utilizado los métodos pueden ser:

- Método circular o circunferencial
- Método longitudinal
- Método paralelo
- Método de espiral o campo de distorsión
- Combinación de los anteriores

Se deben considerar cuatro propiedades:

- Magnéticas.
- Geométricas.
- Movilidad.
- Visibilidad

El éxito de la prueba depende de la selección del medio y del método utilizado para el desarrollo.

Medio: Material a través del cual las dispersiones en el campo magnético se hacen visibles y las partículas pueden aplicarse sobre la pieza en forma seca o húmeda.

a) Partículas Secas (polvo magnético seco).

b) Partículas magnéticas en suspensión.

En un vehículo: agua y destilado del petróleo.

Para untarse (con brocha).

Base polímeros.

Características del medio.

- A. Deben tener alta permeabilidad para ser fáciles de magnetizar, tener baja retentividad para no ser atraídas unas a otras y evitar su aglomeración.
- B. Control de tamaño y forma: redondas y alargadas.
- C. No deben ser tóxicas.
- D. Deben estar libres de moho, grasa, pintura, suciedad y otros materiales extraños.
- E. Tener buena visibilidad, deben ser visibles y/o fluorescentes.

Ventajas y desventajas del Ensayo por Partículas Magnéticas

Ventajas:

- Se puede inspeccionar las piezas en serie obteniéndose durante el proceso, resultados seguros e inmediatos.
- La inspección es más rápida que el ensayo de líquidos penetrantes y es más económico.

- Equipo relativamente simple, provisto de controles para ajustar la corriente, y un amperímetro visible, conectores para HWDC, FWDC y AC.
- Portabilidad y adaptabilidad a muestras pequeñas o grandes.
- Requiere menor limpieza que Líquidos Penetrantes.
- Detecta tanto discontinuidades superficiales y subsuperficiales.
- Las indicaciones son producidas directamente en la superficie de la pieza, indicando la longitud, localización, tamaño y forma de las discontinuidades.
- El equipo no requiere de un mantenimiento extensivo.
- Mejor examinación de las discontinuidades que se encuentran llenas de carbón, escorias u otros contaminantes y que no pueden ser detectadas con una inspección por Líquidos Penetrantes.

Desventajas:

- Es aplicable solamente a materiales ferromagnéticos; en soldadura, el metal depositado debe ser también ferromagnético.
- Requiere de una fuente de poder.
- Utiliza partículas de hierro con criba de 100 mallas (0.00008pulg.)
- No detectará discontinuidades que se encuentren en profundidades mayores de 1/4pulg.
- La detección de una discontinuidad dependerá de muchas variables, tales como la permeabilidad del material, tipo, localización y orientación de la discontinuidad, cantidad y tipo de corriente magnetizante empleada, tipo de partículas, etc.
- La aplicación del método en el campo es de mayor costo.
- La rugosidad superficial puede distorsionar las líneas de flujo.
- Se requieren dos o más inspecciones secuenciales con diferentes magnetizaciones. Generalmente después de la inspección se requiere de una desmagnetización.
- Debe tenerse cuidado en evitar quemaduras por arco eléctrico en la superficie de la pieza con la técnica de puntas de contacto.
- Aunque las indicaciones formadas con partículas magnéticas son fácilmente observables, Se requiere experiencia para su interpretación.

Magnetización por Puntas de contacto

Se utilizan electrodos de cobre, bronce o aluminio. Al hacer pasar la corriente a través de ellos, esto produce un campo magnético circular en la pieza, alrededor y entre cada electrodo suficiente para una examinación local.

La desmagnetización de una pieza se consigue de la siguiente manera:

Aplicar un campo magnético con un valor pico mayor al usado durante la inspección, enseguida decrecerlo gradualmente e invirtiendo alternadamente su dirección. Se debe repetir este proceso hasta obtener un valor mínimo aceptable de magnetismo residual. Para lograr una desmagnetización adecuada se requieren de 10 a 30 pasos alternos de reducción e inversión de la corriente eléctrica. Usar el mismo tipo de corriente empleada durante la inspección. El flujo magnético producido debe ser cercanamente igual en la misma dirección que el empleado durante la inspección. Preferentemente orientar la pieza de este a oeste.

Método Residual:

El medio se aplica después que la pieza ha sido magnetizada y suspendida, la fuerza magnetizante depende totalmente de la cantidad de magnetismo residual en la pieza. No es usado en aleaciones pobres de acero, que tienen poca retentividad. En este método se aplica un medio húmedo ya sea por baño o inmersión.

Método continuo:

La aplicación del medio es simultánea con la operación de magnetización de la pieza. Se utiliza el baño húmedo de preferencia y puede ser con partículas teñidas con tintas fluorescentes

Magnetización circular:

Se induce un campo magnético circular dentro de la pieza de prueba por magnetización directa e indirecta. Una regla aceptable es utilizar de 800 a 1000 amperios por pulgada de diámetro de sección transversal cuando se aplique CRM (corriente rectificadora de media onda) y de 500 a 600 amperios cuando se usa corriente alterna.

Magnetización longitudinal:

Se basa en la inducción de un campo longitudinal dentro de la pieza, creado por una bobina. La magnetización longitudinal localiza discontinuidades transversales. La cantidad de corriente necesaria para magnetización longitudinal con una bobina es determinada por la fórmula:

$$No. Amper = \frac{4200D}{LT} \text{ [Ec.19]}$$

Donde:

L = longitud de la pieza en pulgadas

D = Diámetro en pulgadas

T = Numero de vueltas en la bobina

NOM B - 124 - 1987

Desmagnetización de la pieza:

Elevando la temperatura en los materiales a su punto curie, que para muchos metales es de entre 649 a 871° C (1200 a 1600° F).

3.5.4 Procedimiento del Ensayo por Partículas Magnéticas

3.5.4.1 Procedimiento Global

Método seco

Esta técnica es más sensible en superficies rugosas y para detectar discontinuidades sub-superficiales. La superficie debe estar limpia y seca cuando se aplican.

Con **campo continuo** se usan puntas, yugos o bobinas y se siguen estos pasos:

- Aplicar corriente
- Espolvorear las partículas
- Con la corriente aplicada soplar el exceso de polvo
- Suspender la corriente
- Analizar las indicaciones

Cuando se usa **magnetismo remanente** los pasos a seguir son:

- Se aplica corriente
- Se suspende la corriente
- Se espolvorean las partículas
- se quita el exceso
- se analizan las indicaciones

Los polvos se pueden aplicar con peras de caucho o con aplicadores mecánicos.

Método húmedo

Las partículas se aplican en suspensión en agua u otro líquido con punto de ignición superior a 60c. Viene también en aerosoles.

Esta técnica se utiliza sobre todo cuando se magnetiza en banco (circular) el procedimiento es:

- Se baña la pieza con la suspensión
- Al suspender el baño se aplica la corriente
- Se suspende la corriente
- Se analizan las indicaciones

Nota: la mezcla polvo-líquido, colocada sobre la pieza en inspección producirá una aglomeración de partículas en las zonas de campos de fuga. Esta técnica húmeda es indicada para detectar discontinuidades superficiales muy pequeñas como fisuras de

fatiga o de maquinado. Esta técnica es sobre todo ventajosa en piezas de forma complicada.

3.5.4.1 Procedimiento Particular (método seco)

- Limpiar y verificar que las superficies de las probetas estén secas libre de impurezas, grasas, aceites, pinturas, deshacer el óxido.
- Determinar el espesor de la probeta a ensayar si es menor e igual de 3/4in se toma de (90 a 120 amperios)/25mm por espacio entre puntas.
- Utilizar el equipo de protección como mascarillas, gafas y guantes aislantes.
- Preparar el equipo para la magnetización por puntas de contacto tomando en cuenta que este regulado de (90 a 120 amperios)/25mm por el espacio entre puntas y que supere los 25 voltios para puntas de contacto de cobre.
- Aplicar corriente con un amperaje calculado $C_{Amperaje}$ sobre la superficie de la probeta tomando en cuenta que las puntas de contacto deberán estar separadas entre si a una distancia mínima 3in y máxima de 8in, (tomar una distancia de 75mm entre puntas).

$$C_{Amperaje} = \frac{120amperios}{25mm} * 75mm = 360amperios \text{ [Ec.20] [Ref.16]}$$

- Tener cuidado con las puntas de contacto para evitar quemaduras por arco eléctrico y daños posibles que se pueden causar a la estructura de la probeta.
- Suspendir la corriente de tal manera que se aplique el procedimiento de magnetismo remanente
- Espolvorear las partículas con cuidado formando una nubosidad.
- Quitar el exceso de partículas.
- Analizar las indicaciones y aplicar los criterios de aceptación tomando en cuenta que la intensidad mínima de luz durante la examinación de indicaciones debe ser de 50 fc [500Lx].
- Desmagnetizar la probeta con el mismo amperaje utilizado.
- Presentar los resultados y conclusiones.

3.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE LOS ENSAYOS SEGÚN AWS D 1.1

3.6.1 Ensayo Visual

Los criterios de aceptación se basan en el cumplimiento de los requerimientos que demanda la norma del cual se rige por la sección 6 tabla 6.1 (ver anexo A-III).

Los criterios de aceptación a aplicar en el presente trabajo son para planchas que conforma la superestructura del puente y queda claro que por uso y a más de eso se considera el diseño a fatiga que demanda la AASTHO considerar, se concluye que los elementos estructurales son cargados dinámicamente y por lo tanto se aplicara la aceptación o rechazo de las probetas para conexiones no tubulares cargadas dinámicamente. Para eso deberá cumplir con los siguientes requerimientos (ver anexo A-III):

Tabla 3.3 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN - INSPECCIÓN VISUAL [Ref.17]

1.- Prohibición de fisuras.	Cualquier fisura tiene que ser rechazado, ni considerar tamaño o localización de las fisuras.										
2.- Fusión metal base y metal de aporte.	Debe haber una fusión completa entre las líneas adyacentes del metal soldado y entre el metal de aporte y metal base.										
3.- Cráteres en la sección transversal.	Todos los cráteres tienen que ser rellenados proporcionándose así el tamaño de suelda especificada, excepto en los extremos de las sueldas a filete intermitentes fuera de su longitud efectiva.										
4.- Perfiles de las soldaduras.	Los perfiles de soldadura deben cumplir con los requerimientos de la norma de la sección 5 literal 5.24.										
5.-Tiempo de inspección.	La inspección visual de las soldaduras de todos los aceros puede empezarse inmediatamente después de haber completado las soldaduras y que se han enfriado a temperatura ambiente. Para los criterios de aceptación de los aceros ASTM A514, A517 y A709 grado 100 y 100W tiene que aplicarse la inspección visual no menos de las 48 horas después de haber completado la soldadura. .										
6.-Tamaño inferior al normal de sueldas	<p>El tamaño de una suelda a filete en cualquier suelda continua puede ser menos que lo especificado del tamaño nominal (L) sin necesidad de una corrección para los siguientes valores:</p> <table border="0" data-bbox="560 952 1340 1153"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">L</th> <th style="text-align: center;">U</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">Tamaño nominal sueldas in[mm]</td> <td style="text-align: center;">Disminución permisible de L in[mm]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\leq 3/16$[5]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 1/16$[2]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$1/4$[6]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 3/32$[2.5]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\geq 3/16$[8]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 1/8$[3]</td> </tr> </tbody> </table> <p>Para todos los casos, el tamaño inferior de la suelda no tiene que exceder el 10% de la longitud de la suelda repartida a lo largo de la superficie. Sueldas de borde sobre el alma en vigas, tiene que ser rechazado una corrida por debajo de los extremos para formar una longitud igual al doble del ancho del borde.</p>	L	U	Tamaño nominal sueldas in[mm]	Disminución permisible de L in[mm]	$\leq 3/16$ [5]	$\leq 1/16$ [2]	$1/4$ [6]	$\leq 3/32$ [2.5]	$\geq 3/16$ [8]	$\leq 1/8$ [3]
L	U										
Tamaño nominal sueldas in[mm]	Disminución permisible de L in[mm]										
$\leq 3/16$ [5]	$\leq 1/16$ [2]										
$1/4$ [6]	$\leq 3/32$ [2.5]										
$\geq 3/16$ [8]	$\leq 1/8$ [3]										
7.- Soldaduras con presencia de mordeduras (undercut).	Para los miembros primarios, la mordedura no tiene que ser mayor que 0.01in [0.25mm] de profundidad cuando lo soldado esta sometida transversalmente a un esfuerzo tensil bajo cualquier condición de diseño de carga. Para otros casos de soldado no tiene que ser mayor que de 1/32in [1mm] la profundidad de mordedura.										
8.- Porosidades	<p>(B) La frecuencia de porosidades tubulares en sueldas a filete no tiene que exceder de 1in por cada 4in [100mm] de longitud de suelda y no tienen que ser mayor de un diámetro máximo de 3/32in [2.5mm]. Excepciones: para sueldas a filete con conexiones endurecidas en el alma (se refiere a conexiones con atiesadores), la suma de los diámetros de porosidades tubulares no deben exceder los 3/8in [10mm] en cualquier pulgada lineal de suelda y no tiene que ser mayor 3/4in [20mm] en toda su longitud de 12in [300mm] de suelda.</p> <p>(C) Para juntas con sueldas de ranuras a tope en dirección transversal a un estimado esfuerzo a tensión no tiene que haber porosidades tubulares. Para otras sueldas a tope, la frecuencia de porosidad tubular no debe exceder de 1in por cada 4in [100mm]de longitud y no exceder de un diámetro máximo de 3/32in [2.5mm]</p>										

3.6.2 Ensayos no Destructivos (NTD)

En la norma se puede encontrar los criterios de aceptación para ensayo no destructivo por ultrasonidos y radiográfico, se recomienda revisar los anexos A-IV, A-V, A-VI.

Además, la norma no descarta la aplicación de otros tipos de ensayos no destructivos, pero para eso se debe cumplir con los requerimientos que se indica en la misma. Estos ensayos deberán contar con una documentación en la que constará:

- Identificación y descripción de las sueldas.
- Procedimiento empleado o usado.
- Característica del equipo, modelo, marca y número de serie.
- Localización de las sueldas dentro de un medio documentado.
- Criterios de aceptación.
- Resultados que incluye sueldas aceptables, rechazadas, reparadas y la localización de las sueldas dentro de un medio documentado.
- Personal calificado para los ensayos (Level I, II, III NDT-ASNT-SNT-TC-1A).

3.6.2.1 Ensayo partículas magnéticas (E.P.M.)

Defectos detectables

Discontinuidades superficiales: el tipo más importante y abundante de discontinuidades es el de aquellas que se abren a la superficie, y estas se detectan fácilmente con partículas magnéticas de un modo más rápido que con líquidos penetrantes. La detectabilidad está dada por una relación entre el ancho y la profundidad de la fisura, esta relación debe ser menor de 1/5.

Discontinuidades internas: este método puede indicar la presencia de muchas discontinuidades que no se abren a la superficie. Aunque la radiografía y el ultrasonido son mejores para este propósito, muchas veces las partículas magnéticas pueden ser adecuadas para ello.

Interpretación de las indicaciones

Hay entonces dos problemas: el de la interpretación y el de la evaluación.

La interpretación consiste en decidir que es lo que causa la indicación dada, y esto no es fácil. Para lograr esto debería tenerse la siguiente información:

- El material de que está hecha la pieza
- Historia de fabricación y los posibles defectos que esta produce
- Los defectos posibles en los metales

Una vez que se cuente con la información requerida se compara esos posibles defectos y a la vez se podrá evaluar de forma similar a los criterios de aceptación del ensayo visual, tomando en cuenta que las fisuras son rechazadas desde todo punto de vista, además de verificar que el procedimiento planteado se cumpla.

3.7 INTERPRETACIÓN, CONCLUSIONES Y RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.

3.7.1 INTERPRETACIÓN, RESULTADOS Y CONCLUSIONES C.M.

Análisis de la microestructura:

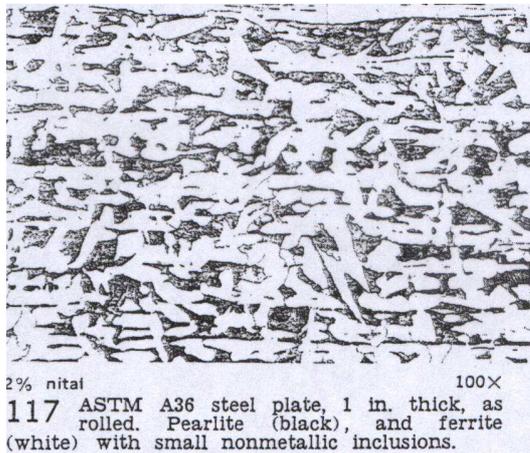


Fig. 3.10 Microestructura obtenida a 100X obtenida a 100X del Metals Handbook A36

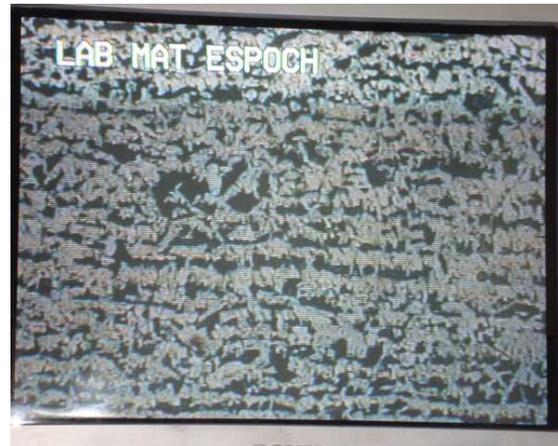


Fig. 3.11 Microestructura Probeta Obtenida a 100X (color negro = perlita, color blanco = ferrita).



Fig. 3.12 Microestructura obtenida a 250X del Metals Handbook A36

- Se realiza una comparación entre la microestructura obtenida en el laboratorio y presentada en el Metals Handbook y se concluye que el acero corresponde a un A36 en donde las áreas negras son estructuras perlíticas y las áreas blancas son estructuras ferríticas.

- En la figura 3.11 se indica que tanto la ferrita como la perlita son de forma alargada por lo que se puede decir que su proceso de fabricación fue laminado.

Obtención del porcentaje de carbono:

Resultados de porcentajes de áreas obtenidas en el programa autoCAD.

Tabla 3.4 RESULTADOS DE PORCENTAJES DE FERRITA - PERLITA

Foto Fig. 3.11	Total	Ferrita (% α)	Perlita (% P)
% Áreas	100%	62,2%	38,8%

La siguiente ecuación que representa la regla de la palanca nos permite obtener el porcentaje de carbono presente en nuestra estructura.

$$\%C = \frac{\%C_{\alpha} * \% \alpha + \%C_p * \%P}{100} \quad [\text{Ec.21}]$$

$\%C_{\alpha}$ = Porcentaje de carbono presente en ferrita igual 0,008.

$\%C_p$ = Porcentaje de carbono presente en la perlita 0,76.

$$\%C = \frac{0,008 * 62,2 + \%0,76 * 38,8}{100}$$

$$\%C = 0.295$$

Características químicas y propiedades físicas

Especificación	Composición química % en peso (máximo)							Limite elástico KSI mín.	Última tensión KSI mín.	% de elong. en 8" mín.	Rango de dimensión
	C	Mn	P	S	Si	Cb	V				
LC PAILAS	0.06	0.35	0.030	0.030	0.40	-	-	-	-	-	1
ASTM A-283-A	0.14	0.90	0.035	0.040	0.40	-	-	24	45-60	27	1
ASTM A-283-B	0.17	0.90	0.035	0.040	0.40	-	-	27	50-65	25	1
ASTM A-283-C	0.24	0.90	0.035	0.040	0.40	-	-	30	55-75	22	1
ASTM A-36	0.27	1.20	0.040	0.050	0.40	-	-	36	58-80	20	1

Fuente tomada por catálogos AHMSA www.ahmsa.com

- El porcentaje de carbono obtenido de 0,295% es aproximado al valor que se presenta en los catálogos AHMSA de 0,27%.
- El porcentaje de carbono obtenido de 0,295 es similar al tabulado en el Metals Handbook de 0,29 expuestos en la tabla 2.17.

Diagrama de Equilibrio Fe-C:

Tabla 3.5 DIAGRAMA DE EQUILIBRIO FE-C:

ASTM	%C	%Pmax	%Smax
A 36	0.25-0.29	0.04	0.05

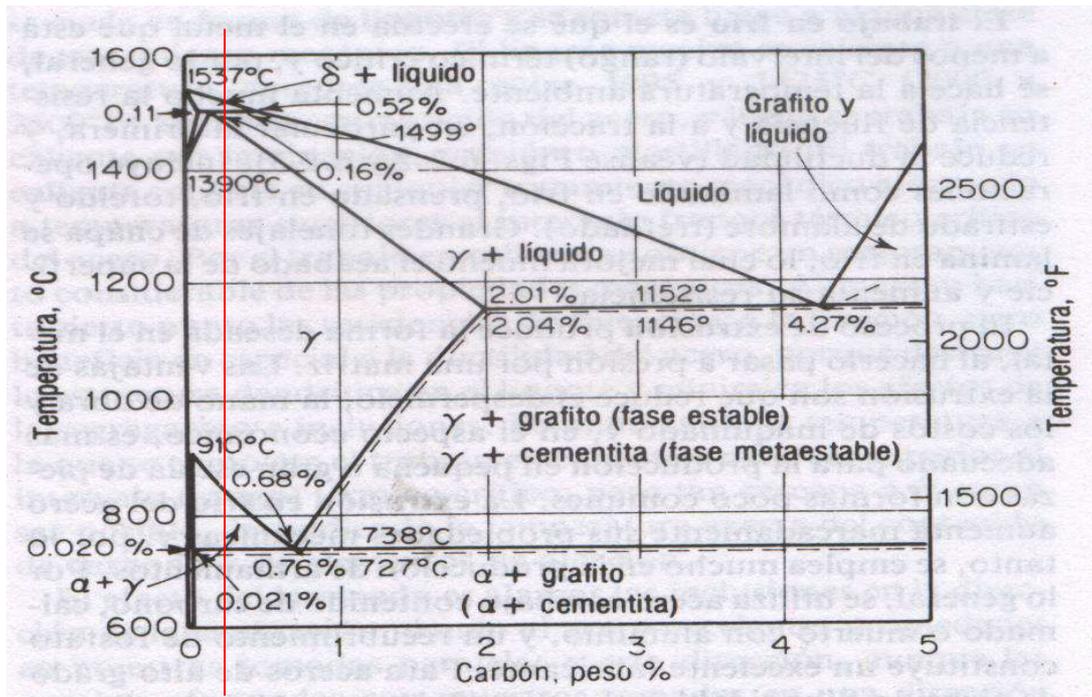


Figura 3.13 Diagrama de Equilibrio Fe-C

Medición del tamaño de grano:

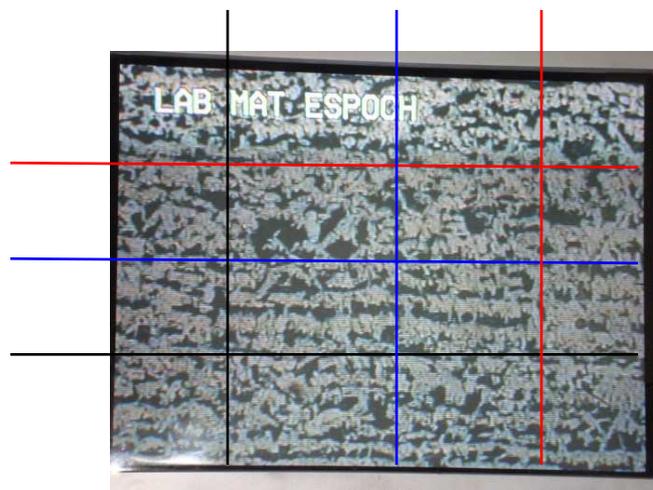


Figura 3.14 Análisis de la Microestructura de la probeta con ataque 100X

Resultados líneas horizontales

L1 = rojo L2 = azul L3 = negro

$G = 10 - 6.64 \log\left(\frac{E}{10}\right)$ [Ec. 22] (Formula aplicable para una ampliación de 100x)

$E = ?$ $E = \frac{100 \mu m}{L}$ [Ec. 23]

$$\bar{L} = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} = \frac{7+8+9}{3} = 8 \text{ [Ec.24]}$$

$\Leftrightarrow \bar{L} = 8$ (aplicable a la ecuación)

$$E = \frac{100\mu m}{\bar{L}} = \frac{100\mu m}{8} = 12.5 \mu m$$

$$G = 10 - 6.64 \log\left(\frac{12.5}{10}\right)$$

$$G = 9,3 \approx 9$$

Resultados líneas verticales

$$G = 10 - 6.64 \log\left(\frac{E}{10}\right) \text{ (Formula aplicable para una ampliación de 100x)}$$

$$E = ? \quad E = \frac{100\mu m}{\bar{L}}$$

$$\bar{L} = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} = \frac{9+9+9.5}{3} = 9,66$$

$\Leftrightarrow \bar{L} = 1,66$ (aplicable a la ecuación)

$$E = \frac{100\mu m}{\bar{L}} = \frac{100\mu m}{9.16} = 10.91 \mu m$$

$$G = 10 - 6.64 \log\left(\frac{10.91}{10}\right)$$

$$G = 9.75 \approx 10$$

Con los resultados de tamaño de grano se puede confirmar que en su proceso de fabricación ha sido laminado la probeta y por la morfología de grano alargado.

Análisis de dureza:

Se procede a tomar los datos necesarios para la dureza Brinell por medio del Durómetro

Datos para la dureza Brinell:

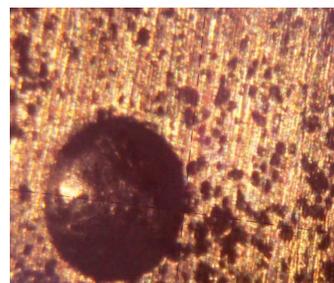


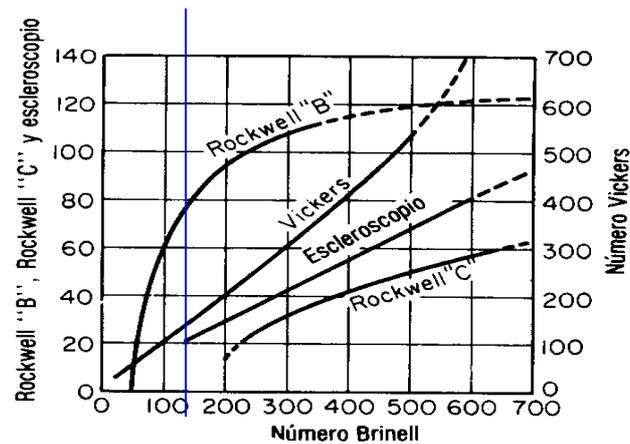
Figura 3.15 Análisis de dureza

$$D = 2.5\text{mm} \quad d = 1,23\text{mm} \quad P=3000\text{kg}$$

Hay que corregir la carga P debido que D = diámetro del indentador no es el estándar.

$$P = 30D^2 \quad P = 30(2.5)^2 \quad P = 187.5 \text{ kg}$$

$$HB = \frac{2P}{\pi D(D - \sqrt{D^2 - d^2})} \quad HB = \frac{2(187.5)}{\pi * 2.5 * (2.5 - \sqrt{2.5^2 - 1.25^2})} \quad HB = 143$$



5.1.22 Escalas de dureza.

Figura 3.16. Escalas de dureza

Mediante la figura 3.16 se puede obtener las equivalencias de dureza Brinell en dureza Vickers, dureza Rockwell B y dureza Escleroscopio.

Tipos de inclusiones:



Análisis de la microestructura de la probeta sin ataque del nital 2:



Figura 3.17 Corte longitudinal a 100X



Figura 3.18 Corte transversal a 100X

La foto de la figura 3.17 representa el corte longitudinal a 100X, en la que se efectúa el análisis de inclusiones según la ASTM E-45-97.

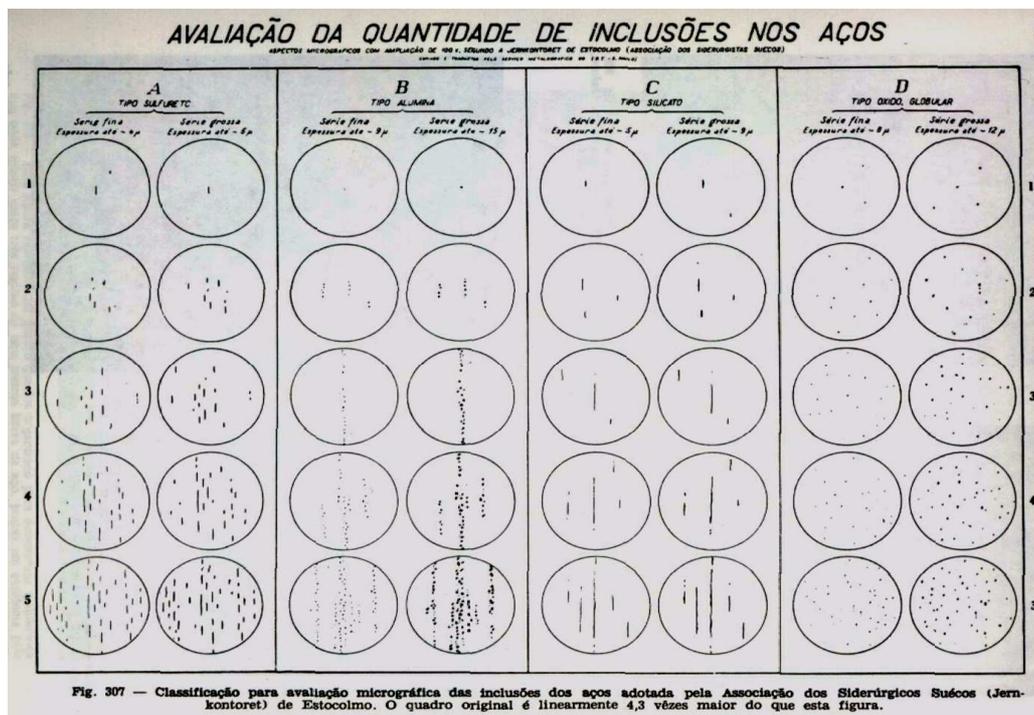


Figura 3.19 Tipos de Inclusiones Presentes en los Aceros

Según la relación de la figura 3.17 con a la figura 3.19 mostrada se trata de 3 tipos de inclusiones del tipo D1 grueso (óxidos), inclusiones del tipo A1 grueso (sulfatos) y como inclusiones predominantes del tipo C5 grueso (silicatos).

Determinación de la densidad del material:

Para determinar la densidad del material se aplica el principio de Arquímedes en donde el volumen del líquido desplazado es igual al volumen del cuerpo sumergido.

Se mide la masa obteniendo un valor de 73,1 gramos = 0.0731Kg

El volumen obtenido fue de 100ml=10cm³=0,00001m³

De esta manera determinamos la densidad del material:

$$d = \frac{m}{V}$$

$$d = \frac{0.0731Kg}{0.00001m^3}$$

$$d = 7310kg / m^3 \approx 0.264lb/in^3$$

La densidad obtenida es similar a la tabulada en la norma de 0.28 lb/in³.

Prueba de magnetismo:

Como información también se puede realizar la prueba de magnetismo en donde un material pierde sus propiedades magnéticas cuando se calienta. Esta pérdida es completa por encima de una temperatura conocida como punto de Curie.

3.7.2 INTERPRETACIÓN, RESULTADOS Y CONCLUSIONES E.V.

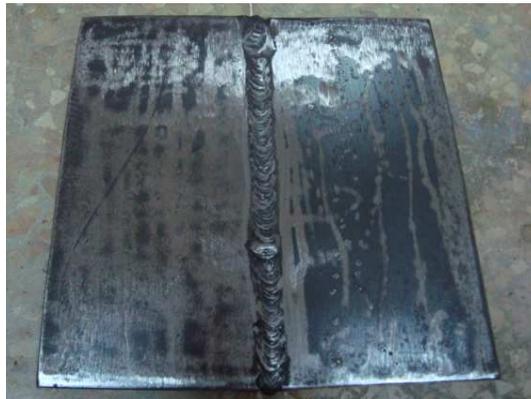


Figura 3.20 Especificaciones de la probeta E.V.

espesor = 9mm

plancha = 200×100mm(2 placas)(acero.A.36)

longitud.de.suelda = 200mm

tamaño.de.suelda = 2.5a3.5mm(sobre.la.superficie)

tipo.de.ranura = X

α.de.ranura = 60°

electrodo = AGA – E7018

tipo.de.suelda, posición = 1.G

equipo.de.suelda = SMAW – CC

- No hay presencia de fisuras

- Presenta una fusión completa entre el metal base y el electrodo.
- Existe cráteres en la sección transversal (Fig. 3.21) que tienen que ser rellenados de acuerdo a lo especificado en el procedimiento.



Figura 3.21 Cráteres en la sección transversal

- La inspección se realiza después de haber concluido la soldadura
- Existe una falta de tamaño de suelda (Fig. 3.22) que esta dentro del rango pero que se deberá tomar en cuenta que la falta de tamaño no debe exceder del 10% de su longitud total de suelda.



Figura 3.22 Falta de Tamaño de Suelda

- No se visualiza presencia de porosidades externas.

3.7.3 INTERPRETACIÓN, RESULTADOS Y CONCLUSIONES E.P.M.



Figura 3.23 Especificaciones de la probeta E.P.M

espesor = 9mm

plancha = 200×100mm(2 placas)(acero.A.36)

longitud.de.suelda = 200mm

tamaño.de.suelda = 2.5a3.5mm(sobre.la.superficie)

tipo.de.ranura = X o doble V

α .de.ranura = 60°

electrodo = AGA – E7018

tipo.de.suelda, posición = 1.G

equipo.de.suelda = SMAW – CC

tipo.de.particulas.magnéticas = sec as

método = residual

magnetización = por.puntas.de.contacto

distancia.entre.puntas = 75mm

corriente.aplicada = 360Amperios.

- La corriente necesaria para la magnetización esta en función de su espesor, distancia entre puntas por lo que para la longitud de 75mm (Fig. 3.24) se obtiene un amperaje de 360Amperios fórmula aplicada en el procedimiento.



Figura 3.24 Distancia entre Puntas de Contacto

- Se efectúa el ensayo en varias posiciones (Fig. 3.25) para constatar que se obtienen las mismas indicaciones al ensayar la probeta.



Figura 3.25 Ensayo en Varias Posiciones

- Mediante la aplicación de las partículas magnéticas posterior a la magnetización, nos permite visualizar las indicaciones.



Figura 3.26 Aplicación de las Partículas Magnéticas

- El resultado de la aplicación de las partículas nos permite observar que no hay presencia de fisuras, pero si hay presencia de porosidades subsuperficiales (las indicaciones son los puntos amarillos acumulados sobre la superficie) (fig. 3.27) en la soldadura y alrededor del material, dichas indicaciones no se pudo observar en el ensayo visual.



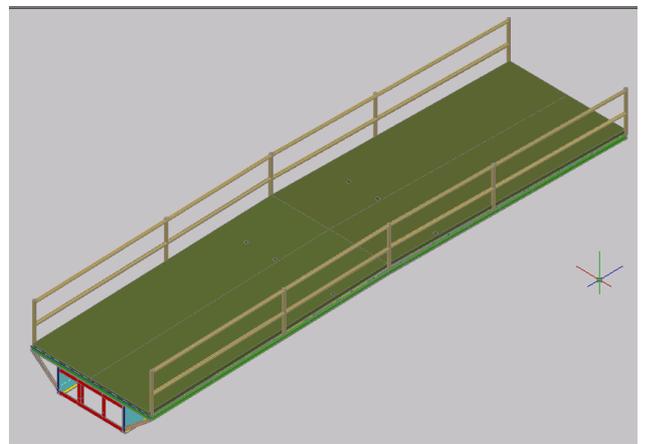
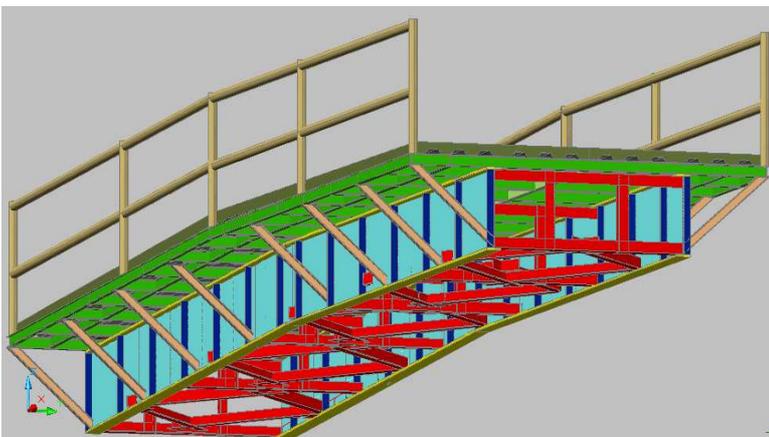
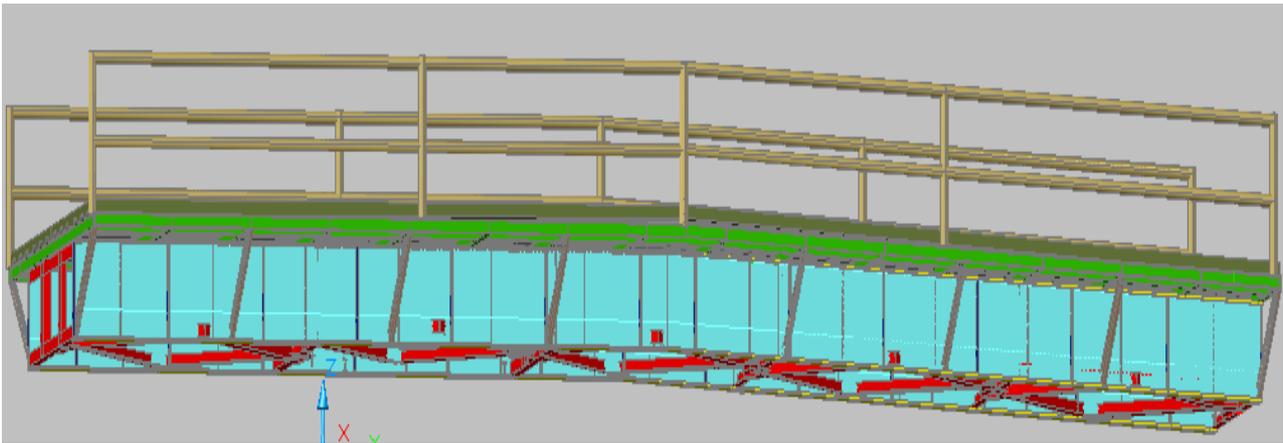
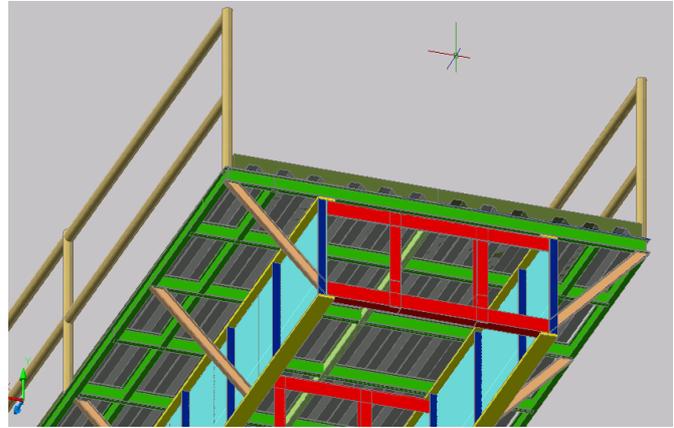
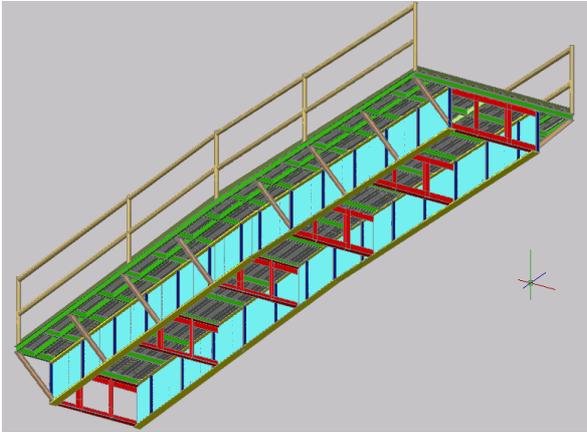
Figura 3.27 Porosidades Subsuperficiales de la Probeta

- Las porosidades tienen un diámetro menor a 2.5mm valor que indica la norma no superarlo, pero con respecto a la frecuencia de porosidades tubulares de 1in por cada 4in se encuentra al límite.
- Se deberá indicar que el criterio de aceptación se aplica para soldas a ranuras a tope que en su dirección transversal no estén sometidos a un estimado esfuerzo de tensión. (referirse al literal 3.6.1 porosidades del tipo C cargados dinámicamente).

CAPÍTULO IV

4.- SIMULACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA PUENTE EN SAP 2000

4.1 Plano Estructural en 3D



4.2 Modelación Geométrica en SAP 2000 [Ref.18]

Para la modelación geométrica en SAP 2000 utilizamos el módulo de puentes el cual lo divide en dos partes al diseño del puente en superestructura y subestructura, donde que empezaremos definiendo la luz del puente de 11 m por un ancho total de 4.2m. En lo que se respecta a unidades se trabaja con Kgf-m tanto para la modelación, asignación de materiales, propiedades de materiales F_y , F_u (excepto la superficie de rodadura en Psi), asignación de fuerzas, cargas, deformaciones, desplazamiento y resultados.

Superestructura: Es la parte del puente en donde actúa la carga móvil, y está constituida por:

- Losa del tablero
- Vigas longitudinales y transversales
- Aceras y pasamanos
- Capa de rodadura
- Otras instalaciones

La superestructura del puente Santa Cruz esta constituida por acero estructural.

Subestructura: Es la parte del puente que se encarga de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación, y está constituida por:

- Estribos
- Pilas
- Muros de ala

En el caso del puente Santa Cruz la subestructura esta constituido por hormigón

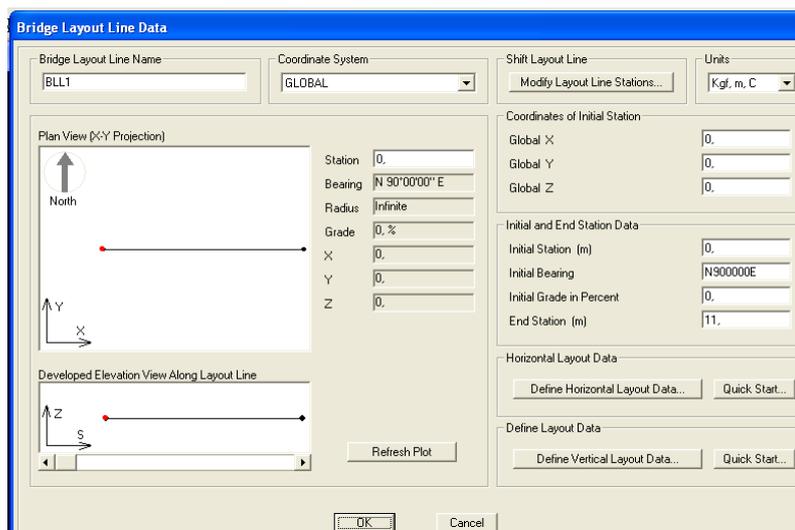


Figura 4.1 Modelación Geométrica

4.2.1 Definición de Materiales

Los materiales a utilizar en el puente para los perfiles de acero estructural es A-36. Superficie de rodadura de hormigón $F_c=210\text{kg/cm}^2$ aproximadamente $F_c=3000\text{Psi}$ conjuntamente con las bases del puente (abutments) de hormigón $F_c=4000\text{Psi}$.

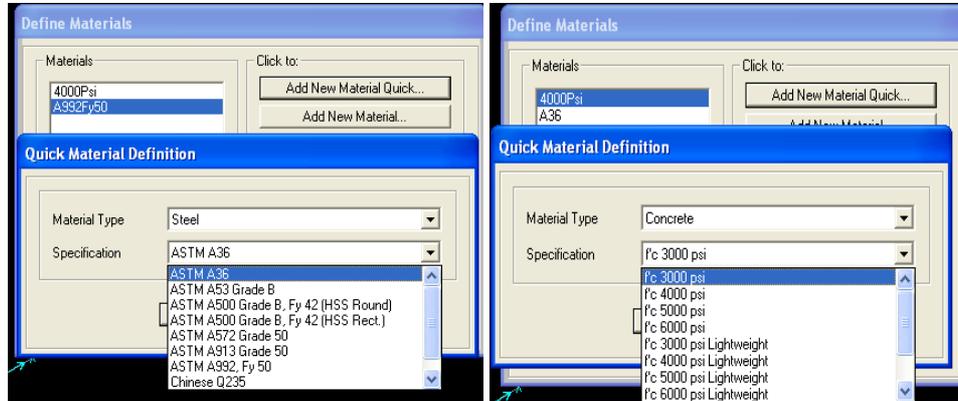


Figura 4.2 Definición de los Materiales

Luego se especifica los parámetros de cada elemento frame tanto para la viga longitudinal IPN 1300, atiesadores de rigidez, arriostramientos 4pulx1/4pulg, y la viga transversal IPN 304 para la losa que corresponde a la superficie de rodadura.

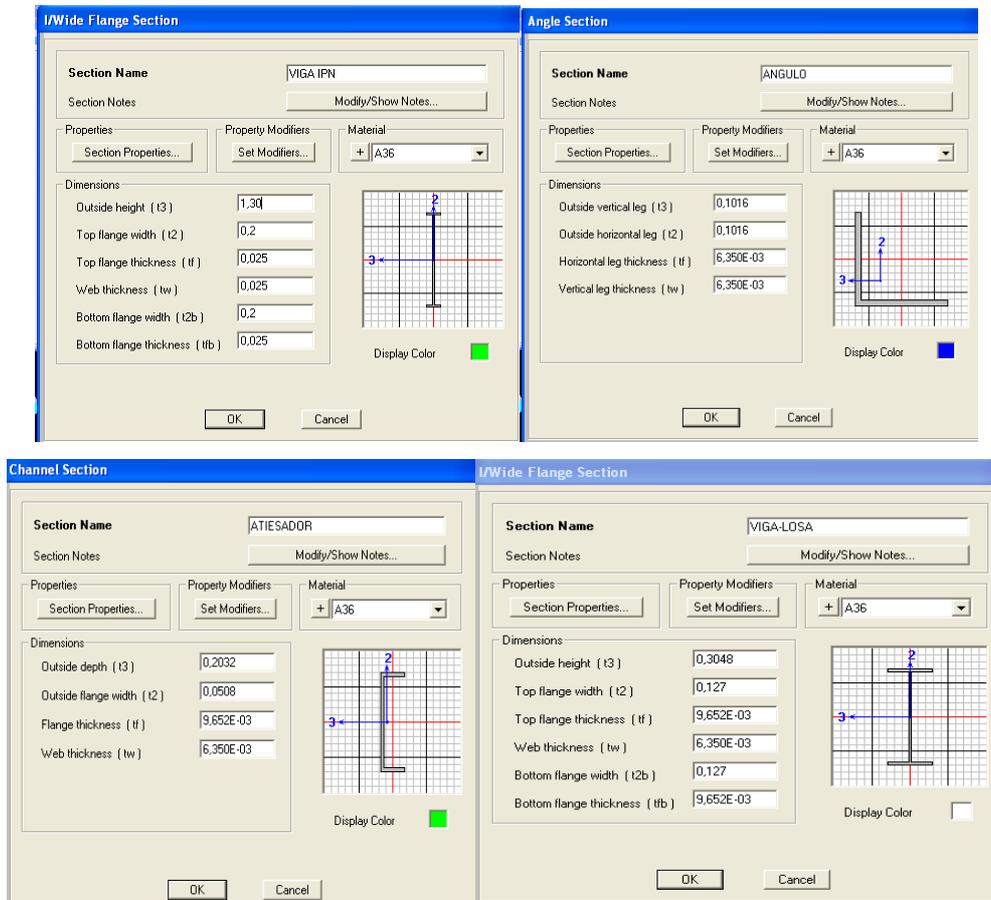


Figura 4.3 Definición de los Perfiles Estructurales

4.2.2 Definición y Asignación de Propiedades de Sección.

Característica del tipo de sección el cual se emplea superficie de rodadura de hormigón $F_c=210\text{kg/cm}^2$ y vigas longitudinales de perfil IPN en acero estructural A-36 anterior a esto se deberá especificar los materiales y elementos frame. Además se especifica el tipo de distribución de las vigas, distancia entre vigas y detalles de la superficie de rodadura.

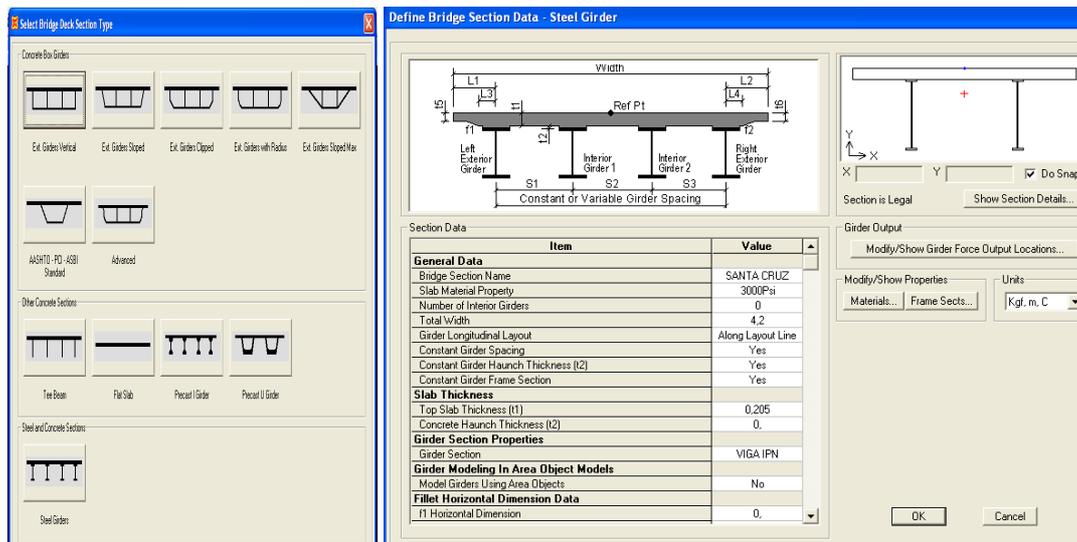


Figura 4.4 Definición y Asignación de Propiedades de Sección

4.2.3 Definición de los Elementos Auxiliares para Puentes

Mediante la siguiente caja de diálogo se puede modificar y colocar los refuerzos y cuerdas que se utiliza en el puente estructural (arriostramientos).

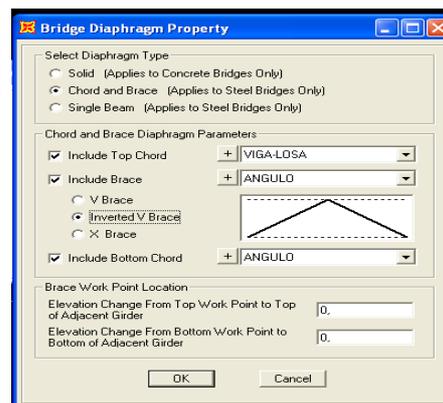
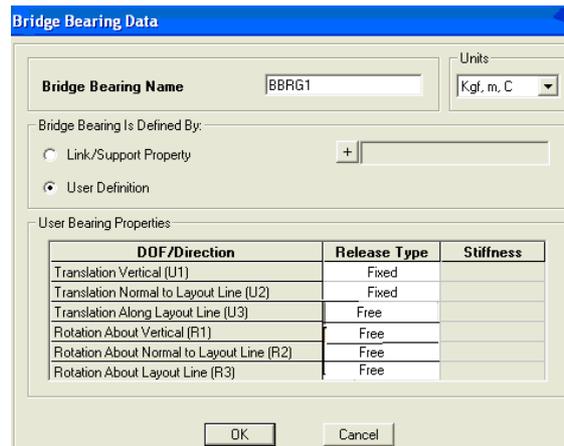


Figura 4.5 Definición de los Elementos Auxiliares para Puentes

4.2.4 Definición de los Grados de Libertad del Puente (Superestructura).

Este comando nos permite ejecutar y habilitar los grados de libertad y que no es más que el sentido del desplazamiento del puente al momento de la modelación en SAP 2000.



Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: BBRG1 Units: Kgf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property + []

User Definition

User Bearing Properties

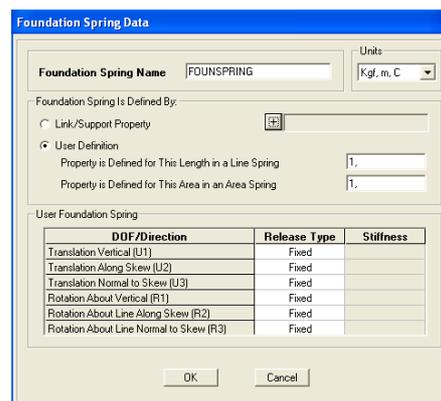
DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Figura 4.6 Definición de los Grados de Libertad de la Superestructura.

4.2.5 Definición de los Grados de Libertad de las Restricciones (foundspring).

Este comando permite ejecutar y deshabilitar los grados de libertad y que no es más que bloquear el sentido del desplazamiento de las bases del puente al momento de la modelación en SAP 2000 (subestructura).



Foundation Spring Data

Foundation Spring Name: FOUNSPRING Units: Kgf, m, C

Foundation Spring Is Defined By:

Link/Support Property + []

User Definition

Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area in an Area Spring: 1.

User Foundation Spring

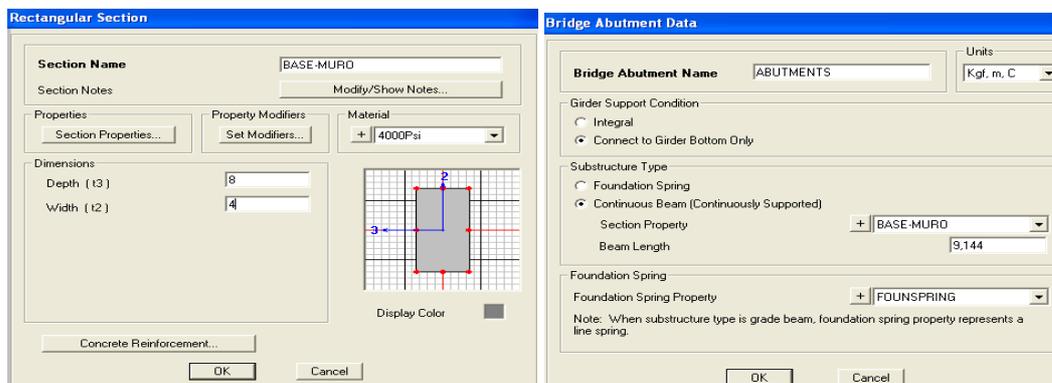
DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Along Skew (U2)	Fixed	
Translation Normal to Skew (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Line Along Skew (R2)	Fixed	
Rotation About Line Normal to Skew (R3)	Fixed	

OK Cancel

Figura 4.7 Definición de los Grados de Libertad de las Restricciones (foundspring).

4.2.6 Definición de las Bases que Soportará al Puente

Se debe definir las propiedades de sección, posteriormente las características del muro en el que se asentará el puente



Rectangular Section

Section Name: BASE-MURO

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + 4000Psi

Dimensions: Depth (t3): 8, Width (t2): 4

Concrete Reinforcement... Display Color: []

OK Cancel

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: ABUTMENTS Units: Kgf, m, C

Girder Support Condition:

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type:

Foundation Spring

Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: + BASE-MURO

Beam Length: 9.144

Foundation Spring:

Foundation Spring Property: + FOUNSPRING

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

Figura 4.8 Definición de las Bases que Soportará al Puente

4.2.7 Definición de la Variación de Forma del Puente.

Ahora se plantea la ubicación de la contra flecha que es parte del diseño estructural del puente por criterio del proyectista.

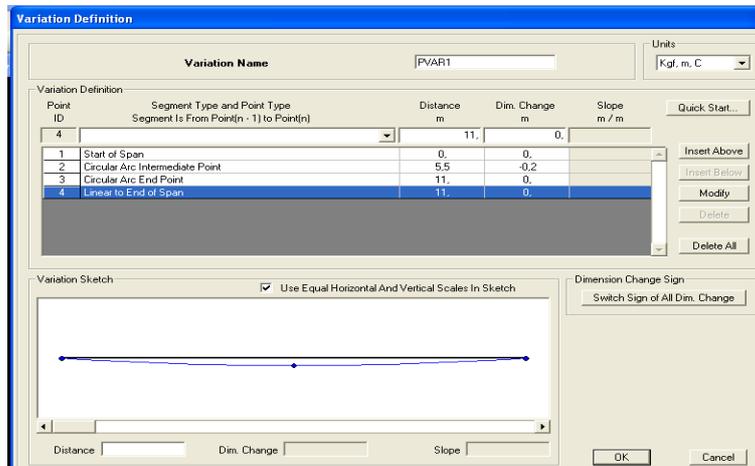


Figura 4.9 Definición de la Variación de Forma del Puente

4.2.8 Definición de Datos de Todos los Objetos del Puente.

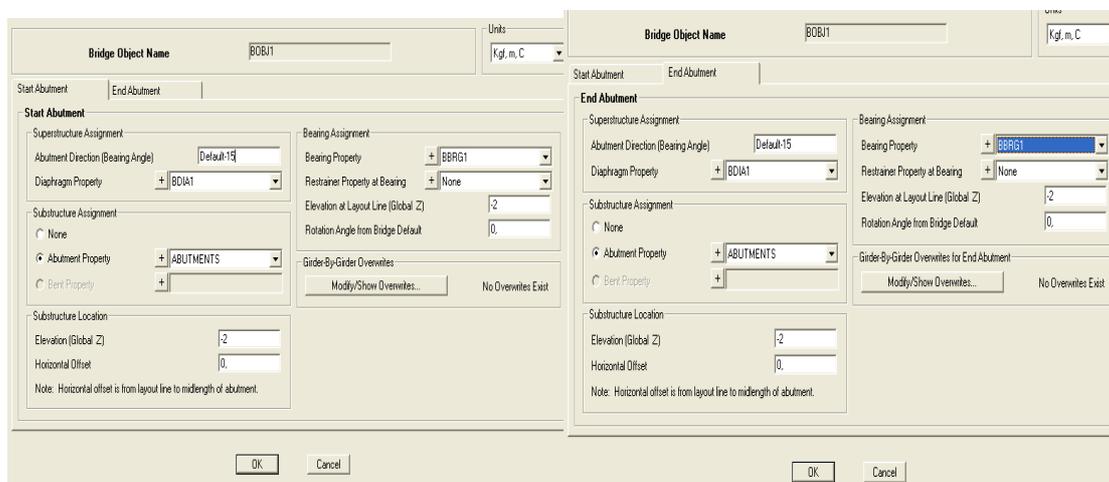
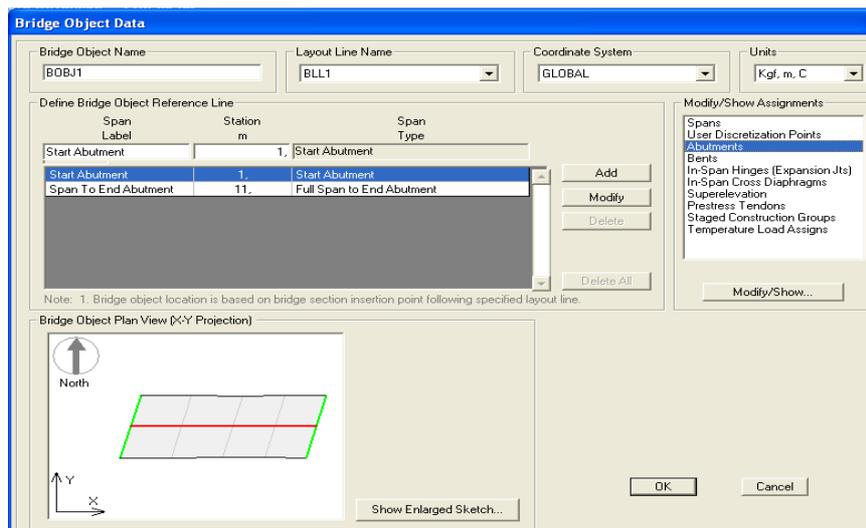


Figura 4.10 Definición de Datos de Todos los Objetos del Puente

Mediante los cuadros de dialogo anteriores se efectúa los cambios y modificaciones finales para de esta manera obtener el modelo estructural deseado.

4.2.9 Obtención del Modelo Estructural

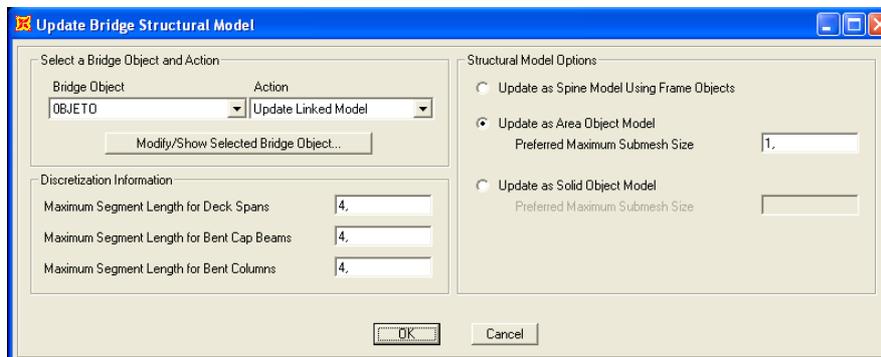


Figura 4.11 Obtención del Modelo Estructural

4.2.10 Resultados de la Modelación Geométrica.

En las presentaciones siguientes se obtiene la forma básica del puente el cual se deberá concluir con la modelación gráfica utilizando los comandos de dibujo del programa para finalmente concluir y obtener la forma real del puente de acuerdo con el plano estructural del literal 4.1.

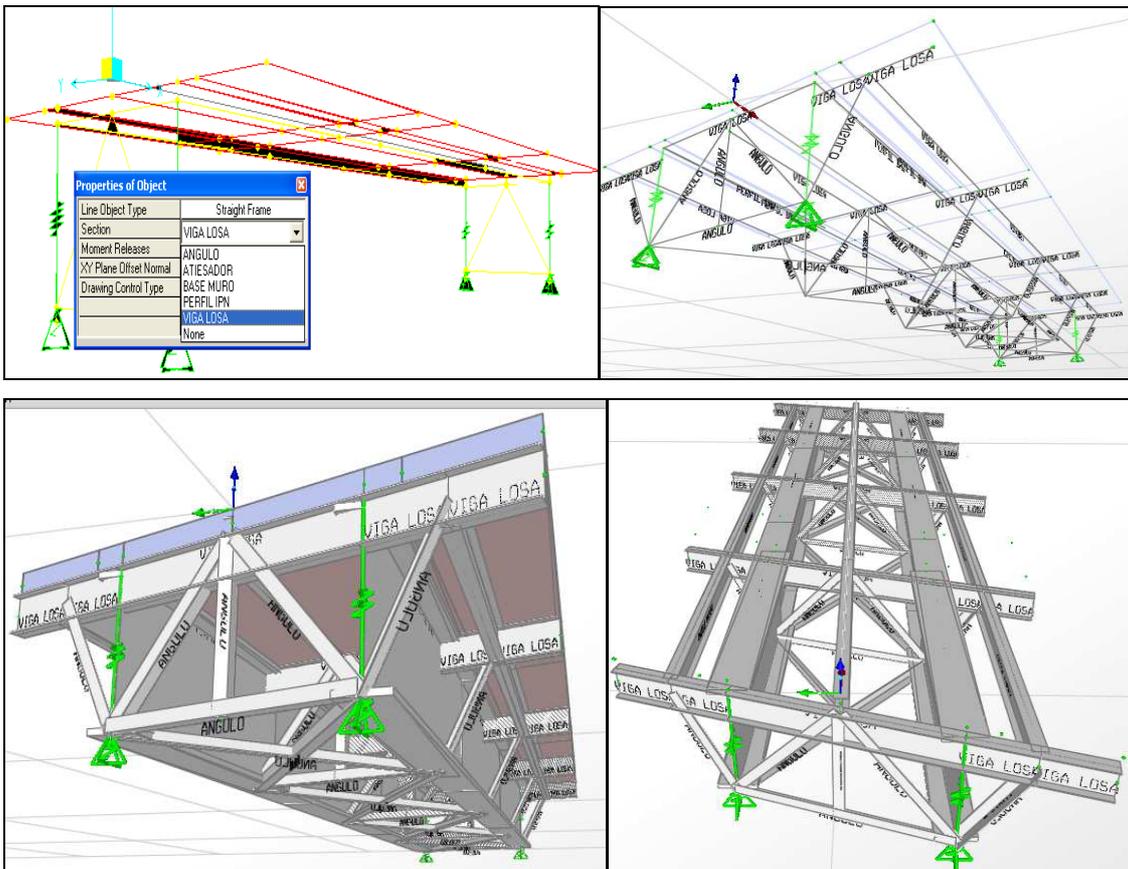


Figura 4.12 Resultados de la Modelación Geométrica

4.3 DEFINICIÓN DE ESTADOS DE CARGA, LÍNEAS DE CARGA MÓVIL Y COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN AASTHO. [Ref.19]

4.3.1 Alcance y Notación de los Factores de Carga y Combinaciones

4.3.1.1 Alcance

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. Las previsiones de carga pueden ser aplicadas también con fines de evaluación estructural de los puentes existentes.

Cuando se consideran niveles diversos de condiciones de carga, la selección de la condición de diseño será responsabilidad del propietario de la obra.

Para los efectos de las fuerzas que pueden desarrollarse durante la construcción, se especifica un factor de carga mínimo.

4.3.1.2 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

4.3.2 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

La carga total factorizada será calculada como:

Los componentes y las conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación (1) para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados límites siguientes:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i \quad (1) \text{ [Ec. 25]}$$

Donde:

n = modificador de carga especificado en el artículo 2.3.2.1

q_i = carga especificada en esta sección

γ_i = factores de carga especificados en las tablas 4.1 y 4.2.

- 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 que 90Km. /h.
- RESISTENCIA IV.- Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
- RESISTENCIA V.- Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90Km. /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 la carga de choque vehicular.

- SERVICIO I.- Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90Km. /hr y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al 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, debidos a la carga viva vehicular.
- SERVICIO III.- Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras 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.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de carga de diseño, serán tomados como los especificados en la tabla 4.5.2-1. Los factores de carga para cargas permanentes serán tomados de la tabla 4.5.2-2. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos positivos y negativos.

En las combinaciones de cargas donde el efecto de una fuerza reduce el efecto de otra, se aplicará el mínimo valor de la fuerza reductora.

Cuando la carga permanente incrementa la estabilidad o la capacidad de carga de algún componente o todo el puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de carga con el mínimo valor de tal carga permanente.

Para el cálculo de las deformaciones será usado el mayor factor de carga para TU (caso de temperatura uniforme), CR ("creep" del concreto) y SH (contracción); para otros cálculos serán usados los valores mínimos.

Para la evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin estructuras de cimentación, serán usados los factores máximos.

El factor de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , y asentamiento, γ_{SE} , será

determinado para cada proyecto específico.

El factor de carga para carga viva en la combinación de carga del Evento Extremo I (sismo), será determinado para el proyecto específico.

Tabla 4.1 COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA [Ref.20]

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA - Solamente LL, IM y CE		0.75												

Tabla 4.2 FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES γ_p [Ref.20]

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	1.50	0.90
* En reposo.	1.35	0.90
EV : Presión vertical de tierra		
* Estabilidad global	1.35	N/A
* Estructuras de Retención	1.35	1.00
* Estructuras Rígidas Empotradas	1.30	0.90
* Pórticos Rígidos	1.35	0.90
* Estructuras Flexibles empotradas excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
* Alcantarillas Metálicas	1.50	0.90
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

4.4 ANÁLISIS Y RESULTADOS DE PREPROCESO. [Ref.7]

4.4.1 Asignaciones de Cargas.

Asignamos las siguientes cargas:

Cargas permanentes:

Carga muerta (D) corresponde DD, DC, DW.

Carga muerta de aceras o veredas DA.

Cargas transitorias:

- Carga viva vehicular (Truck=LL)
- Carga viva de peatones (Pedestrian=PL)
- Efecto de viento sobre la superestructura (WS)
- Efecto de viento sobre la carga viva (WL)
- Carga por sismo (EQ)
- Carga de impacto (IM) no son más que los efectos dinámicos de la carga vehicular (ML= moving load simulada en el SAP 2000.)
- Fuerza de frenado vehicular (BR),
- Fricción (FR)

4.4.1.1 Carga Muerta

El programa SAP 2000 recopila automáticamente las cargas muertas de todos los materiales (perfiles de acero y superficie de rodadura) utilizados en la modelación geométrica o en caso contrario nos permite ingresar una carga muerta calculada por el proyectista, para el computo de esta carga referirse al literal 2.4.2.1. En el siguiente cuadro se presenta un resumen de los materiales necesario para la construcción del puente estructural, datos que nos permite obtener el total de carga muerta en lo que respecta a los materiales.

Tabla 4.3 MATERIALES A UTILIZAR PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE

RESUMEN DE MATERIALES			
Nº DE RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
10	CLOCACION DE PERFILES ANGULOS A-36	Kg	90
9	PIES DE AMIGOS IPN 100	kg	160.38
8	PASAMANOS TUBERIA DE 3.5 PLG	Kg	675
7	ANGULOS RIOSTAS 4PLGX6MM	Kg	199.25
6	ANGULOS ESTRUCTURALES 4PLGX6MM	Kg	283.34
5	VIGAS DE TABLERO IPN 100	Kg	1125.9
4	FORMACION SOPORTE A-568	Kg	1312.52
3	ATIESADORES VERTICALES A-131	Kg	254.34
2	ATIEZADORES HORIZONTALES A-131	Kg	457.8
1	VIGA SOPORTE PLANCHA ACERO NAVAL 9mm A 131	Kg	1697.60

RESUMEN DE MATERIALES

N° DE RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
6	CAPA DE RODADURA HORMIGON Fc=210 Kg/cm2	M3	3.95
5	VARILLA ELECTRO SOLDADA	U	5
4	ACERO LOSA	U	10
3	ACEROS DE REFUERZO	Kg	623.18
2	HORMIGON DE Fc=280kg	m3	20
1	Excavacion de talud	m3	70.74

Mediante el uso de los cuadros anteriores podemos visualizar las cargas por cada material que se necesita para la construcción del puente, por lo cual a continuación se presenta el cálculo de la carga muerta por la superficie de rodadura.

Tabla 4.4 CARGA MUERTA DE LA SUPERFICIE DE RODADURA

Concreto necesario (m^3)	Peso específico concreto normal (kg/m^3)	Peso superficie de rodadura(Kg)
3.95	2400	9480

A continuación se realiza la sumatoria total de cargas para posteriormente dividir por la luz del puente, dato que a parte de obtener la carga muerta nos servirá para obtener la carga por sismo, aplicando así el método que demanda utilizar el CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION en lo que respecta a la carga por sismo que se analiza con mayor detalle en el literal 4.4.1.6.

Tabla 4.5 CARGA MUERTA DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES

Σ Cargas muertas (Kg.)	Luz del puente(m)	Carga distribuida(kg/m)	Carga distribuida(kg/cm)
90			
160.38			
675			
199.25			
283.34			
1125.9			
1312.52			
254.34			
457.8			
1697.6			
9480			
TOTAL	11	1430.557273	14.3055727

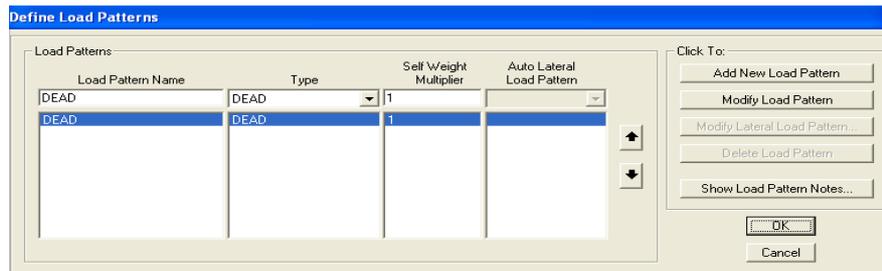


Figura 3.13 Carga Muerta Modelada en el SAP

4.4.1.2 Carga Muerta por Acera

Esta solicitación esta relacionada con las cargas de utilización de las aceras del puente y con el peso propio de los elementos que lo conforman.

La carga de uso (peatonal) para el diseño de los elementos resistentes del puente tales como: vigas principales (longitudinales), vigas y losa del tablero en voladizo, etc., es una carga uniformemente repartida de intensidad variable en función de la longitud del puente, localizada sobre todo el ancho de la acera.

Tabla 4.6 CARGA MUERTA POR ACERA [Ref.21]

Long. del Puente	Carga de Acera (Ca) k/m ² .
L < 7.60 m	416
7.90 > L < 30.50	295
L > 30.50	$(146.7+4473/L)*((55-3.3W)/50) < 295$

L = Longitud del Puente.
W = Ancho de acera

La carga de acera se colocará sobre una o dos aceras para obtener los efectos más desfavorables sobre la estructura del puente.

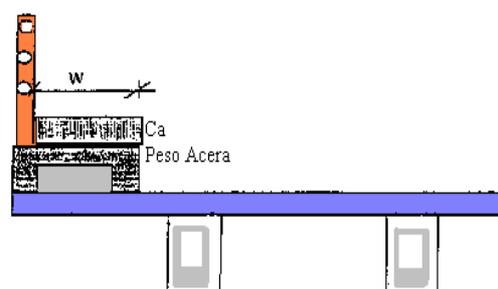


Figura 4.14 Ubicación de la Carga por Acera

4.4.1.3 Carga Viva Vehicular (Truck=LL)

El vehiculo de diseño es el HS 20-44 el cual representa seis cargas puntuales en cada par de ruedas; en el eje delantero de 3.64t (toneladas) y en los ejes posteriores de 14.54t; y una carga uniformemente distribuida de 9,3 kN/m (970 kgf/m), en dirección

longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable.

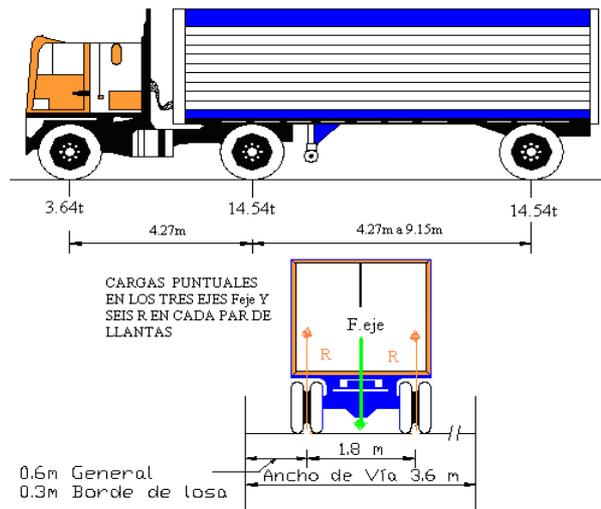


Figura 4.15 Camión de Diseño

Para la asignación de carga en SAP 2000 debemos definir las líneas en el puente donde se desplazara el vehículo, el tipo de vehículo, asignar la clase de vehículo.

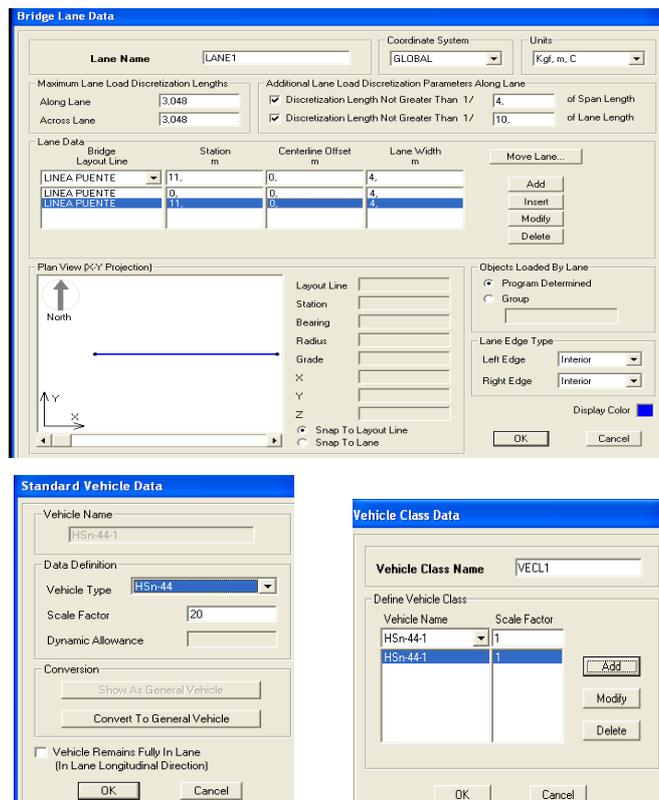


Figura 4.16 Definición del Vehículo de Diseño

4.4.1.4 Carga Viva de Peatones (Pedestrian=PL)

La carga peatonal representa una carga uniformemente distribuida a partir de 0.075 ksf que tiene que ser multiplicado por todo el ancho de la acera de 2ft, bajo el criterio del proyectista se tomara (debido a que la carga peatonal sobre el puente es baja):

$$PL = \text{Presión.peatonal} * \text{ancho.de.la.acera}$$

$$PL=0.025 \text{ kip/ft}^2 * 2\text{ft} \text{ [Ec. 26]}$$

$PL=0.05 \text{ kip/ft} = 0.7297 \text{ kN/m}$ carga ubicada verticalmente a lo largo del puente.

Para efectos de verificación se transcribe textualmente lo que establece la norma para cada uno de los métodos de cálculo.

3.10 Pedestrian Loads

A pedestrian load of 0.075 ksf shall be applied to all sidewalks wider than 2.0 ft and considered simultaneously with the vehicular design live load. For purposes of determining the number of lanes loaded when combined with one or more lanes of vehicular live load, the pedestrian loads may be taken to be one loaded lane. Fuente tomada del BDM [3]

4.4.1.5 Efecto de Viento sobre la Superestructura (WS).

Primer método de aplicación de carga de viento en la superestructura

Carga presión horizontal.

La velocidad del viento es 10 m/s (36km/h) en la provincia de Sucumbíos (dato del INEN), La altura del puente sobre el nivel promedio de caudal es $Z=3.4\text{m}$.

Se procede a obtener la presión horizontal de barlovento ver tabla 2.4.3.10.2-1 donde $P_B = 1.5 \text{ kN/m}^2$ a 100Km/h y a una altura $z=10\text{m}$. Adicional no aplica a presión de sotavento

$$WS = P = P_B \left(\frac{v_z}{100} \right)^2 \text{ [Ec. 27]} \qquad WS = 1.5 \text{ KN/m}^2 \left(\frac{36 \text{ km/h}}{100 \text{ km/h}} \right)^2$$

$$WS = 0.1944 \text{ KN/m}^2 \text{ Barlovento}$$

Carga uniformemente distribuida se procede de la siguiente manera:

$$C_{WS} = WS * k \text{ [Ec. 28]}$$

C_{WS} = carga uniformemente distribuida ubicada transversalmente del puente

k = ancho del puente = 4.2m

$$C_{WS} = 0.1944 \text{ KN/m}^2 * 4.2\text{m}$$

$$C_{ws} = 0.82 \text{ kN/m}$$

Carga presión vertical de volteo

Esta carga genera una fuerza de volteo revisión del literal 2.4.3.10.4 carga ubicada verticalmente hacia arriba a un cuarto de la dimensión total del tablero, hacia barlovento cuya magnitud es igual a $0,96 \text{ kN/m}^2$ (100 kgf/m^2).

$$C_{ws} = 0.96 \text{ kN/m}^2 * 4.2 \text{ m}$$

$$C_{ws} = 4.032 \text{ kN/m}$$

Segundo método de aplicación de carga de viento en la superestructura

Al no calcular por el primer método de aplicación de carga se puede tomar una carga de presión transversal y longitudinal para puentes con alturas menos de $Z=30 \text{ ft} = 9.14 \text{ m}$. (Descrito en el artículo 3.8.1.2 AASTHO LFRD 2007). Hay que indicar que ambas cargas deberán actuar al mismo tiempo al momento de simular.

Wind Load to Superstructure

For the usual girder and slab bridges with less than 30 ft height above ground, the following simplified wind pressure on structure (WS), could be used in lieu of the general method described in LRFD Article 3.8.1.2:

- 0.05 kip per square foot, transverse
- 0.012 kip per square foot, longitudinal

Both forces shall be applied simultaneously.

4.4.1.5 Efecto de Viento sobre la Carga Viva (vehículo de diseño=WL).

Primer método de aplicación de carga de viento

Se utiliza una fuerza de $1,5 \text{ kN/m}$ (150 kgf/m) aplicada en dirección transversal, en las partes del puente donde resulte desfavorable y a $1,8 \text{ m}$ de altura sobre el tablero.

Momento generado por la fuerza de viento transversal:

$L =$ longitud total del puente

$$M_{wl} = 1,5 \text{ kN/m} * L * 1,8 \text{ m} \text{ [Ec. 29]}$$

$$M_{wl} = 1,5 \text{ kN/m} * 11 \text{ m} * 1,8 \text{ m}$$

$$M_{wl} = 29,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Segundo método de aplicación de carga de viento

Hay que tomar en cuenta que ambas cargas se deberán aplicar simultáneamente. (Descrito en el artículo 3.8.1.3 AASTHO LFRD 2007).

For the usual girder and slab bridges with less than 30 ft height above ground, the following simplified wind pressure on vehicle (WL), could be used in lieu of the general method described in LRFD Article 3.8.1.3:

- 0.10 kip per linear foot, transverse (1.4594 KN/m)
- 0.04 kip per linear foot, longitudinal (0.5838 KN/m)

Both forces shall be applied simultaneously.

4.4.1.6 Carga por Sismo (EQ) [Ref.10]

Primer método (Código Ecuatoriano de la Construcción CPE INEN 5:2001)

La ubicación del puente es en la provincia de Sucumbíos-Lago Agrio. Por lo cual le corresponde la zona sísmica II de tal manera que su factor de zona es $Z=0.25$ (dato tomado CPE-INEN5P1C12), valor que representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo.

El cortante total basal de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{Z * I * C}{R \phi_p \phi_E} W \quad [\text{Ec.30}] \qquad C = \frac{1.25 S^S}{T} \quad [\text{Ec. 31}] \qquad T = C_t (h_n)^{3/4} \quad [\text{Ec.32}]$$

$Z = 2$	Factor de zona, Zona II, tabla 2, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12
$I = 1$	Factor de Importancia, Otras Estructuras, tabla 4, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12
$S = 1,2$	Coefficiente de Suelo, Suelos intermedios, tabla 3, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12
$C_m = 3$	Coefficiente de Suelo, Suelos intermedios, tabla 3, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12
C	No debe exceder el valor de C_m y no debe ser menor a 0.5 y puede utilizarse para cualquier estructura
$C_t = 0.09$	Para pórticos de acero, CPE - INEN 5:2001, parte 1, capítulo 12, literal 6.2.4.1.
$h = 9.5\text{m}$	Altura máxima de la ubicación del puente medida desde la base (abutment) de la estructura, dato.
$R = 7$	Coefficiente de reducción de respuesta estructural, tabla 7, CPE - INEN 5:2001.

$\phi_p = 1$	Coeficientes de configuración en planta, regular, tabla 5, CPE - INEN 5:2001.
$\phi_E = 1$	Coeficientes de configuración en elevación, regular, tabla 6, CPE - INEN 5:2001.
W	Carga Sísmica Reactiva, carga muerta total de la estructura.

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$$T = (0.09)(9.5)^{3/4}$$

$$T = 0.487s$$

$$C = \frac{1.25S^S}{T}$$

$$C = \frac{1.25(1,2)^{1,2}}{0.487}$$

$$C = 2.567 \Rightarrow C = 2.5$$

$$V = \frac{Z * I * C}{R \phi_p \phi_E} W$$

$$V = \frac{(0.4)(1)(2.5)}{(7)(1)(1)} D_i$$

$$V = 0.1428 D_i$$

La Carga por sismo es:

$$V = 0.1428 D_i = 0,1428 * 14.30$$

$$V = 2.042 \frac{Kg}{cm}$$

Segundo método (Código UBC 97)

Consiste en aplicar los datos calculados en el primer método y utilizar el código al momento de modelar en el SAP2000 tanto en la dirección del eje "x" (sismo 1) y eje "y" (sismo 2).

4.4.1.7 Carga de Impacto (IM) (ML= Moving Load Efectos Dinámicos)

Primer método

No son más que los efectos dinámicos de la carga vehicular de diseño ML= moving load simulada en SAP2000. Es claro que la aplicación de este método se utiliza el SAP2000 que automáticamente mediante la asignación de la carga es evaluada por el software. Para eso se deberá definir el tipo de carga, ingresar los datos de la carga y finalmente guardar los resultados para la modelación.

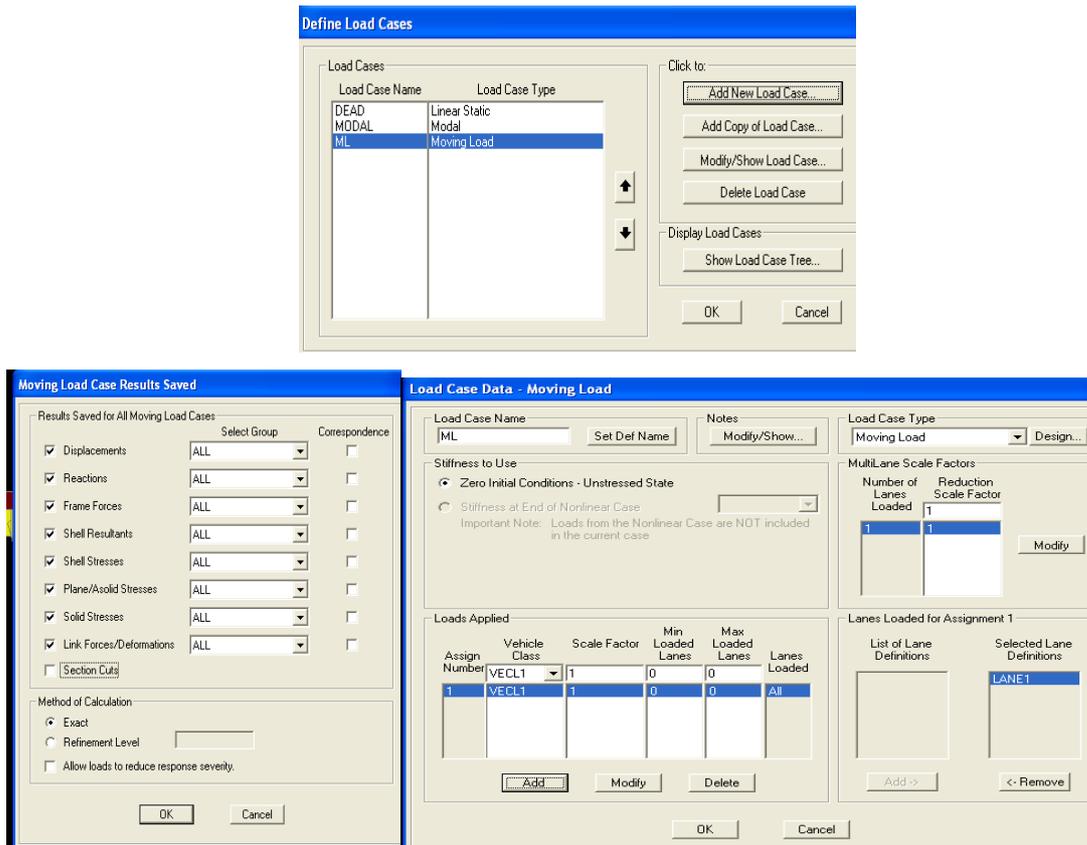


Figura 4.17 Aplicación de la Carga por Efectos Dinámicos

Segundo método

Se toma los efectos dinámicos del literal 2.4.3.3 de la tabla 2.4.3.3-1 para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto que consiste en incrementar las cargas vivas (solo cargas puntuales y no carga distribuida) correspondientes al camión o al tándem de diseño, el cual por criterio del proyectista se toma el 15% (Fuente tomada de AASTHO artículo 3.6.2).

4.4.1.8 Fuerza de Frenado Vehicular (BR)

Primer método

Las fuerzas de frenado y de aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico ver fig.4.4.1.3 (referirse al literal 2.4.3.5 y factores de reducción tabla 2.4.3.2.2.6).

$$LF = 25\% * (F_{eje}) * (\text{número.de.vías})(\text{factor.de.reducción}) \text{ [Ec.33]}$$

F_{eje} = carga concentrada en el eje del camión de diseño

$$LF = 25\% * (3,64\text{toneladas}) * (1)(1.20)$$

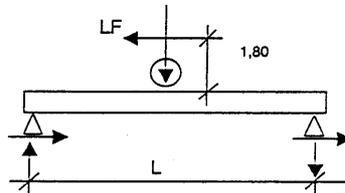
$$LF = 1,1t \approx 10,8kN$$

Se supondrá que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1,8 m sobre el nivel de la losa del tablero lo que genera el siguiente momento:

$$M_{LF} = LF * 1,8m \text{ [Ec.34]}$$

$$M_{LF} = 10,8kN * 1,8m$$

$$M_{LF} = 19,44kN \cdot m$$



Segundo método

Consiste en aplicar el 5% de la carga puntual más la carga distribuida en las líneas de diseño ver fig.4.4.1.3 (para la simulación en el SAP2000 se utiliza este método).

3.6.4 Braking Force: BR

The braking force shall be taken as the greater of:

- 25 percent of the axle weights of the design truck or design tandem or,
- 5 percent of the design truck plus lane load or 5 percent of the design tandem plus lane load

(Fuente tomada AASTHO LRFD sección 3 literal 3.6.4)

$$LF = 5\% * (q * L + F_{eje}) * (\text{número.de.vías}) * (\text{factor.de.reducción}) \text{ [Ec.35]}$$

L= Longitud de la carga equivalente

q = carga equivalente

F_{eje} = carga concentrada en el eje del camión de diseño

$$LF_{delantero} = 5\% * (9,3 \frac{kN}{m} * 11m + 35,75kN) * (1)(1,2)$$

$$LF_{delantero} = 8,28kN$$

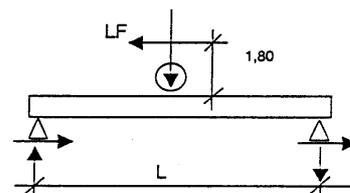
De la misma manera que en el primer método de solución se supondrá que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1,8 m sobre el nivel de la losa del tablero lo que genera el siguiente momento:

$$M_{LF.delantero} = LF * 1,8m \text{ [Ec. 36]}$$

$$M_{LF.delantero} = 8,28kN * 1,8m$$

$$M_{LF.delantero} = 14,9kN \cdot m$$

Ahora se analiza con la carga concentrada en el



eje

de la parte central y trasera del camión de diseño que es igual:

$$LF_{eje.central} = LF_{eje.trasera} = 5\% * (q * L + F_{eje.central}) * (\text{número.de.vías})(\text{factor.de.reducción})$$

[Ec. 37]

$$LF = 5\% * \left(9,3 \frac{kN}{m} * 11m + 142,8kN\right) * (1)(1,2)$$

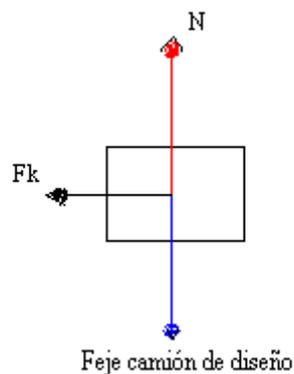
$$LF_{eje.central} = LF_{eje.trasera} = 14,7kN$$

$$M_{LF} = LF * 1,8m$$

$$M_{LF} = 8,28kN * 1,8m$$

$$M_{LF} = 14,9kN \cdot m$$

4.4.1.9 Fricción (FR)



Presión de inflado, lb/pulg ²	Pavimento seco		Pavimento húmedo	
	Estática f_0	Por desli- zamiento f	Estática f_0	Por desli- zamiento f
40	0.90	0.85	0.74	0.69
50	0.88	0.84	0.64	0.58
60	0.80	0.76	0.63	0.56

Figura 4.18 Factores de Fricción [Ref.22]

$$F_k = \mu_k * N \quad [\text{Ec.37}]$$

F_k = fuerza por fricción estática

$$2R = F_{eje}$$

R= reacción en las ruedas del camión de diseño ver fig.4.4.1.3.

$$R_{delantero} = \frac{F_{eje}}{2} = \frac{3.64t}{2} = 1.82t \quad [\text{Ec.38}]$$

$$R_{central} = R_{trasera} = \frac{F_{eje}}{2} = \frac{14.54t}{2} = 7.27t \quad [\text{Ec. 39}]$$

$$F_{k.delantero} = \mu_k * R$$

$$F_{k.delantero} = 0.74 * 1.82t$$

$$F_{k.delantero} = 1.35t \approx 13.23kN$$

$$F_{k.central} = F_{k.trasera} = \mu_k * R$$

$$F_{k.central} = 0.74 * 7.27t$$

$$F_{k.delantero} = F_{k.trasera} = 5.38t \approx 52.84kN$$

Las 6 cargas correspondientes a cada par de rueda se ubicarán en dirección longitudinal.

4.4.2 Asignaciones de Combinaciones de Carga según AASTHO.

Damos clic en combinaciones cargas y seleccionamos generar un código para el diseño de puentes que es la AASTHO LRFD 2007 el cual nos permite obtener y variar los factores de carga ver tabla 4.5.2-2. Automáticamente recopila todas las cargas ingresadas y se ejecuta las combinaciones de las cargas según la tabla 4.5.2-1 y finalmente se define los grupos de combinaciones para obtener los resultados de respuesta de la superestructura ante las cargas de diseño que demanda las normas tanto nacional, como internacionales en lo que respecta al diseño y construcción de puentes.

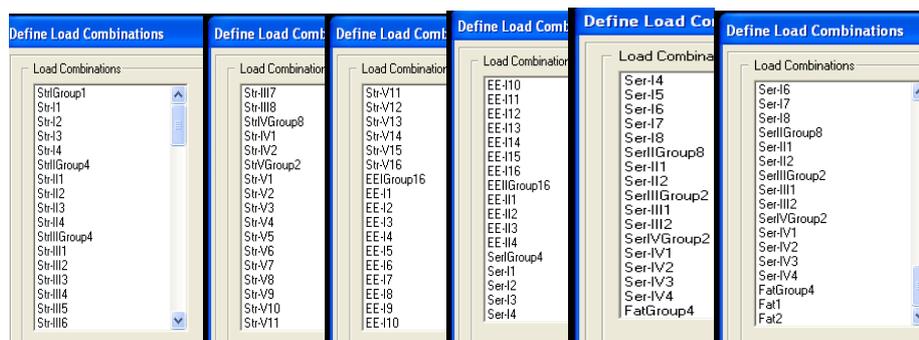
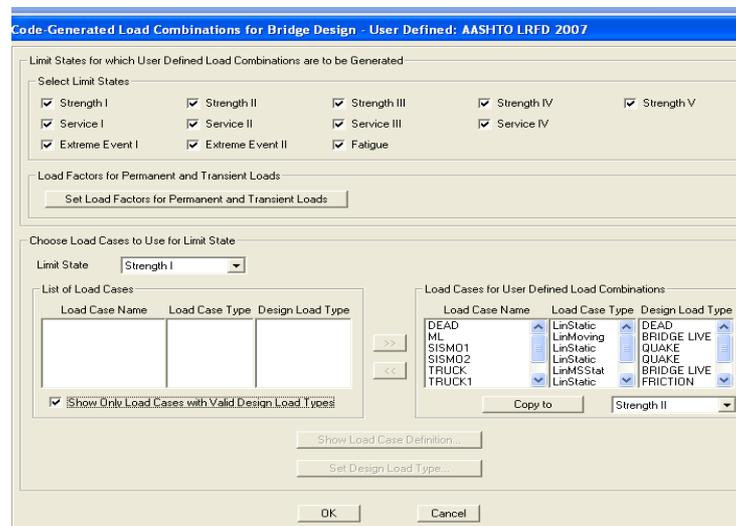
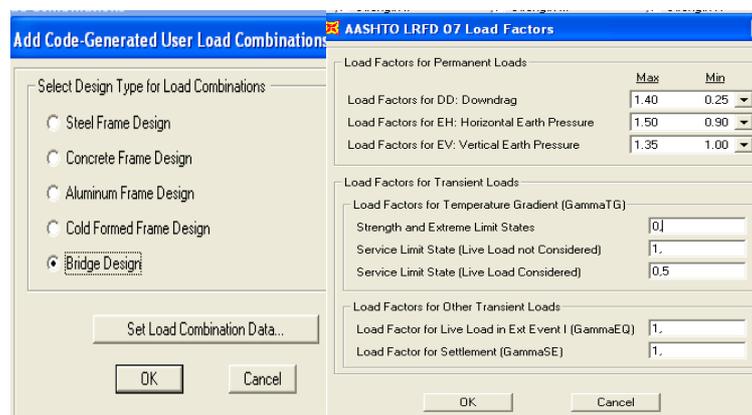


Figura 4.19 Asignación de Combinaciones de Carga

4.5 DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE POSTPROCESO.

Ahora el objetivo es visualizar los resultados de acuerdo a los datos ingresados en el programa SAP 2000, estos resultados son los desplazamientos, las deformaciones, las fuerzas y esfuerzos internos, entre otros resultados que se producen debido a los agentes externos aplicados sobre los miembros estructurales.

4.5.1 Resultados Gráficos

Nos permite visualizar los resultados de forma general, el comportamiento de la estructura y el poder detectar algunos errores que haya cometido al momento del modelamiento y asignación de datos.

Mediante el uso del comando Display > Show deformed shape que representa la geometría deformada, de la barra de herramientas nos permite obtener la deformación del puente estructural para cualquier caso de carga, que en este caso se presenta en la figura xx la deformación de la estructura con el grupo "I" que no es más que la asignación de la combinación de carga "I" (ASSTHO LRFD 2007) referirse al literal 4.3.2.

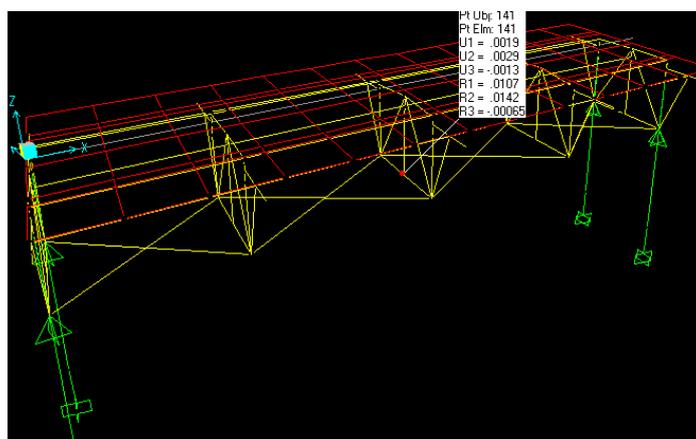


Figura 4.20 Deformación con el Grupo Uno

Ahora se procede a dar clic en el comando Display > Bridge object response display, comando que nos permite obtener los diagramas de cortante, flexión, torsión, axial o compresión, en toda la luz del puente que son las respuestas a las combinaciones de cargas.

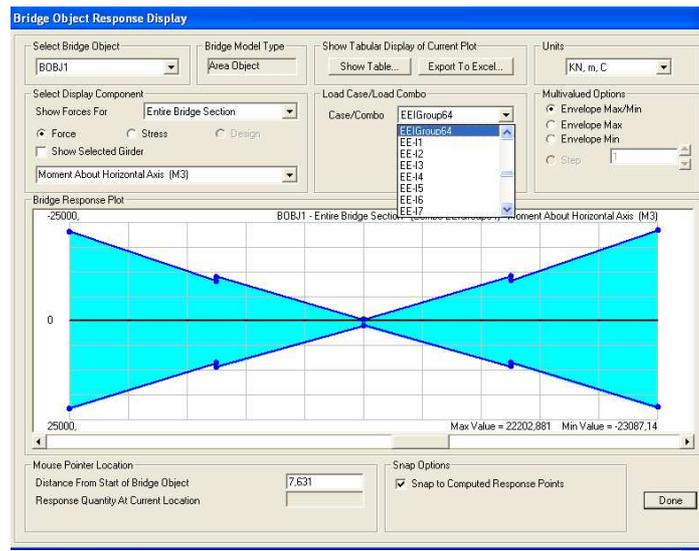


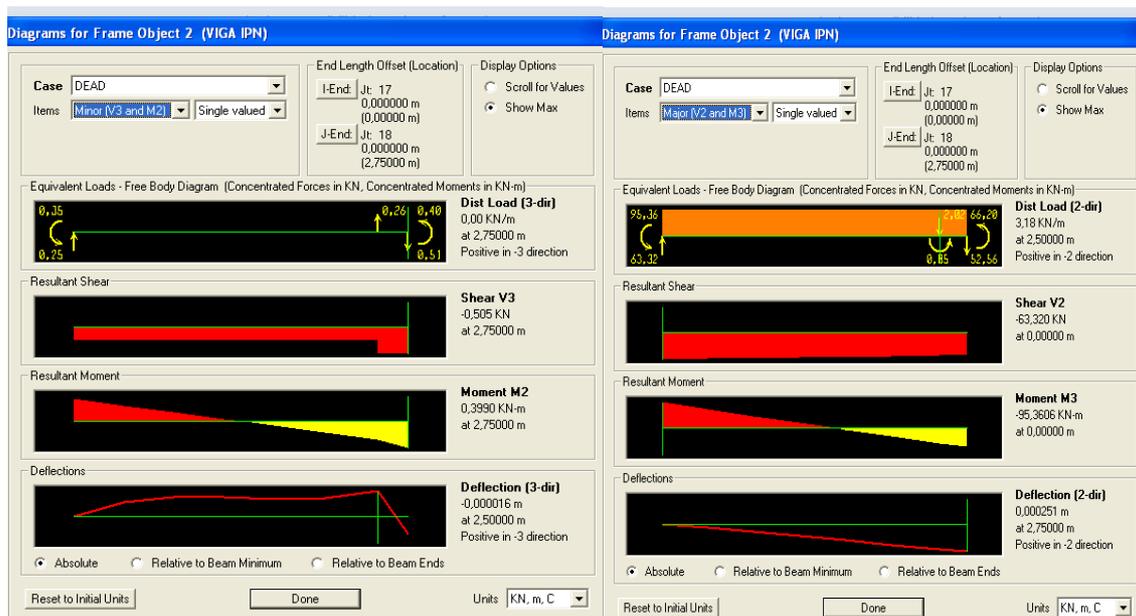
Figura 4.21 Diagrama del Momento M3 del Puente

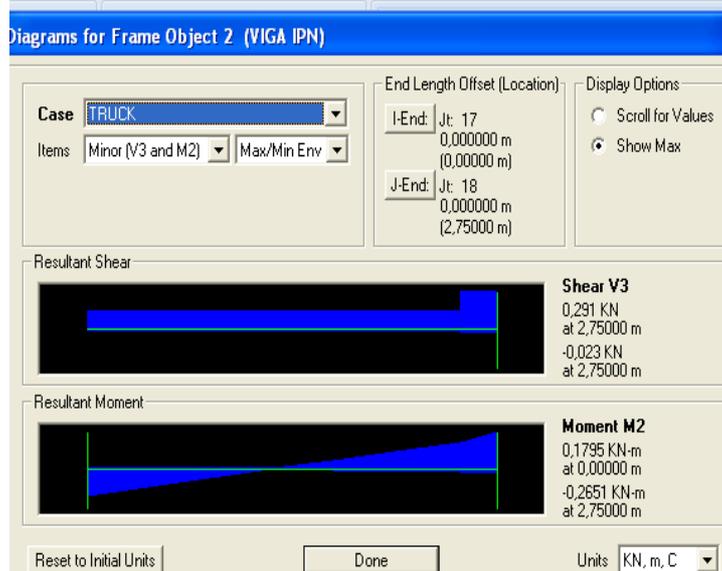
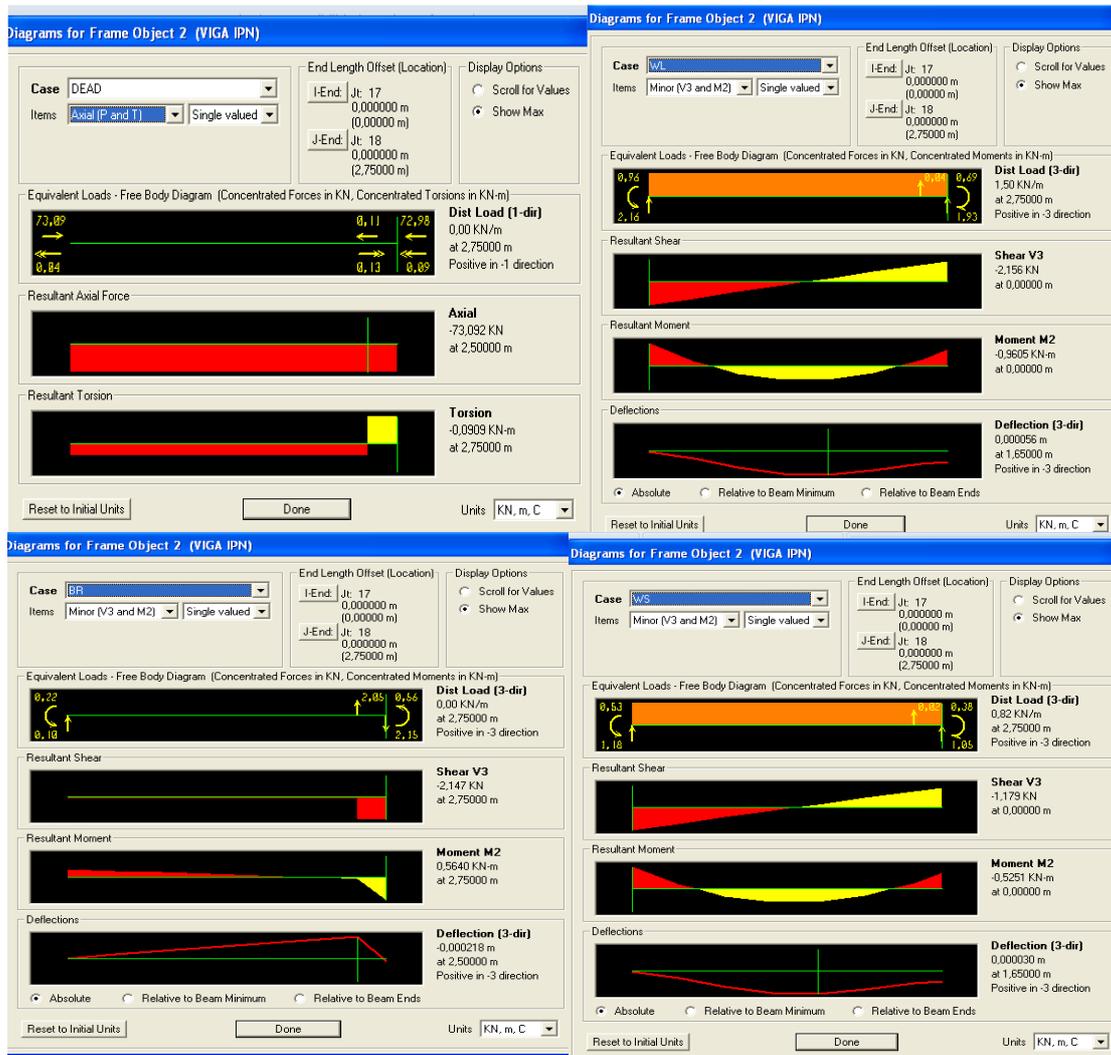
4.5.2 Resultados de los Esfuerzos en los Miembros más Cargados.

Nos permite obtener los valores para realizar el diseño y verificación de la estructura, por la cual se hace uso de los diagramas de esfuerzos internos en un objeto unidimensionales en el cual se muestra los resultados para todos los casos de análisis y combinaciones de carga sobre un elemento estructural específico.

A continuación se presenta los resultados de las fuerzas internas, deformaciones y diagramas sobre la viga principal del modelo estructural como respuesta a los diferentes cargas asignadas según lo especificado en las normas ASSTHO LRFD 2005 y criterios del proyectista, referidos al literal 4.4.1.

ANALISIS Y RESPUESTA A LAS CARGAS DE LA VIGA PRINCIPAL





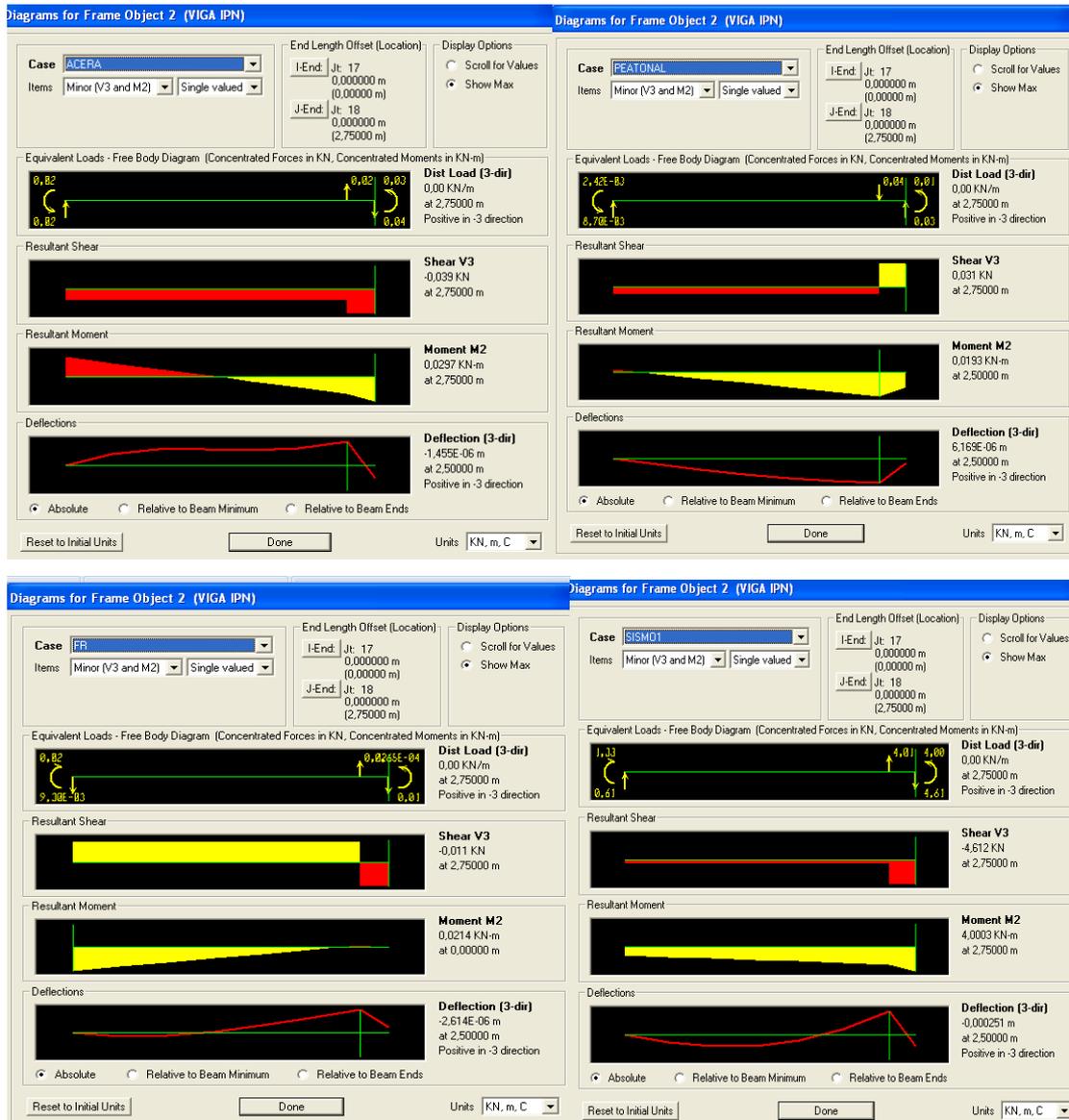


Figura 4.22 Análisis y Respuesta a las Cargas de la Viga Principal

4.5.2.1 Resultados del Diseño por el Método AISC LRFD93

La AISC LRFD93 (American Institute of Steel Construction, Inc.) es una norma internacional específicamente americana para el diseño y construcción de elementos y miembros estructurales, herramienta utilizada por el SAP 2000 para la modelación de estructuras de acero.

Por lo que también se hace uso de esta norma para verificar que cumpla los requerimientos de la misma en donde a continuación se presenta los resultados modelado en el SAP 2000 en los elementos estructurales mas cargados.

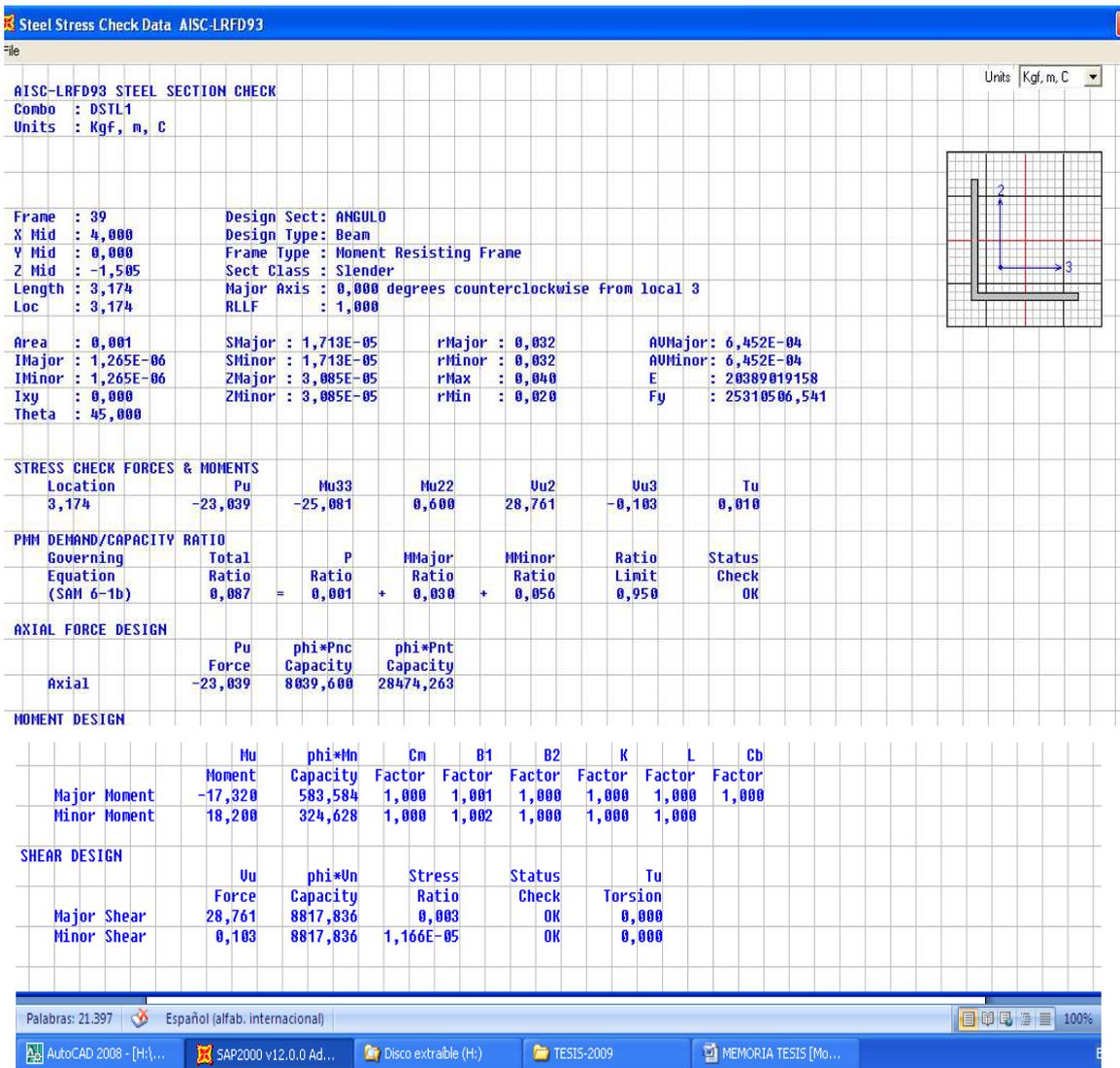


Figura 4.23 Resultados del diseño de un Arriostra (Frame-39)

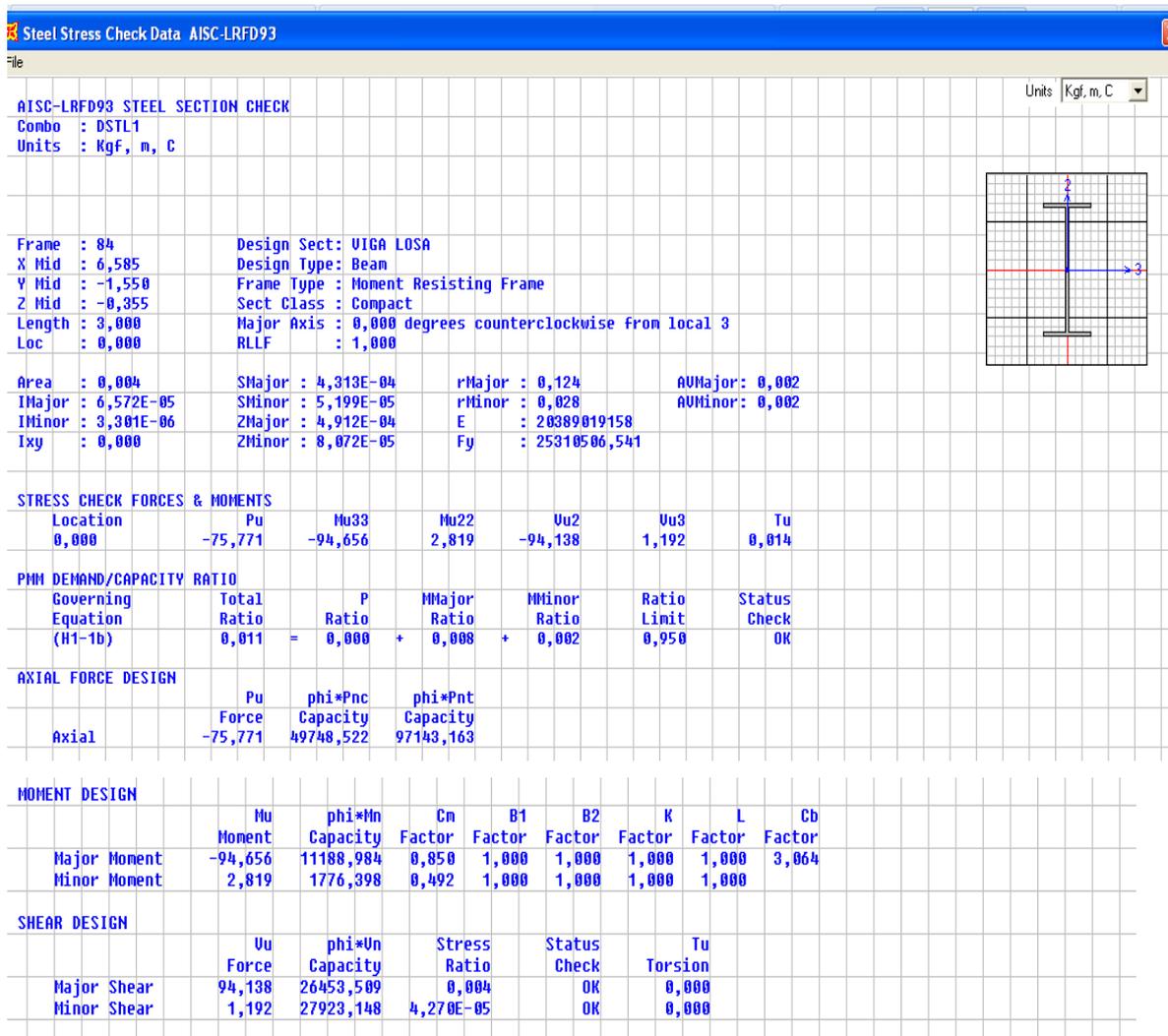


Figura 4.24 Resultados del diseño de una Viga secundaria (Frame-84)

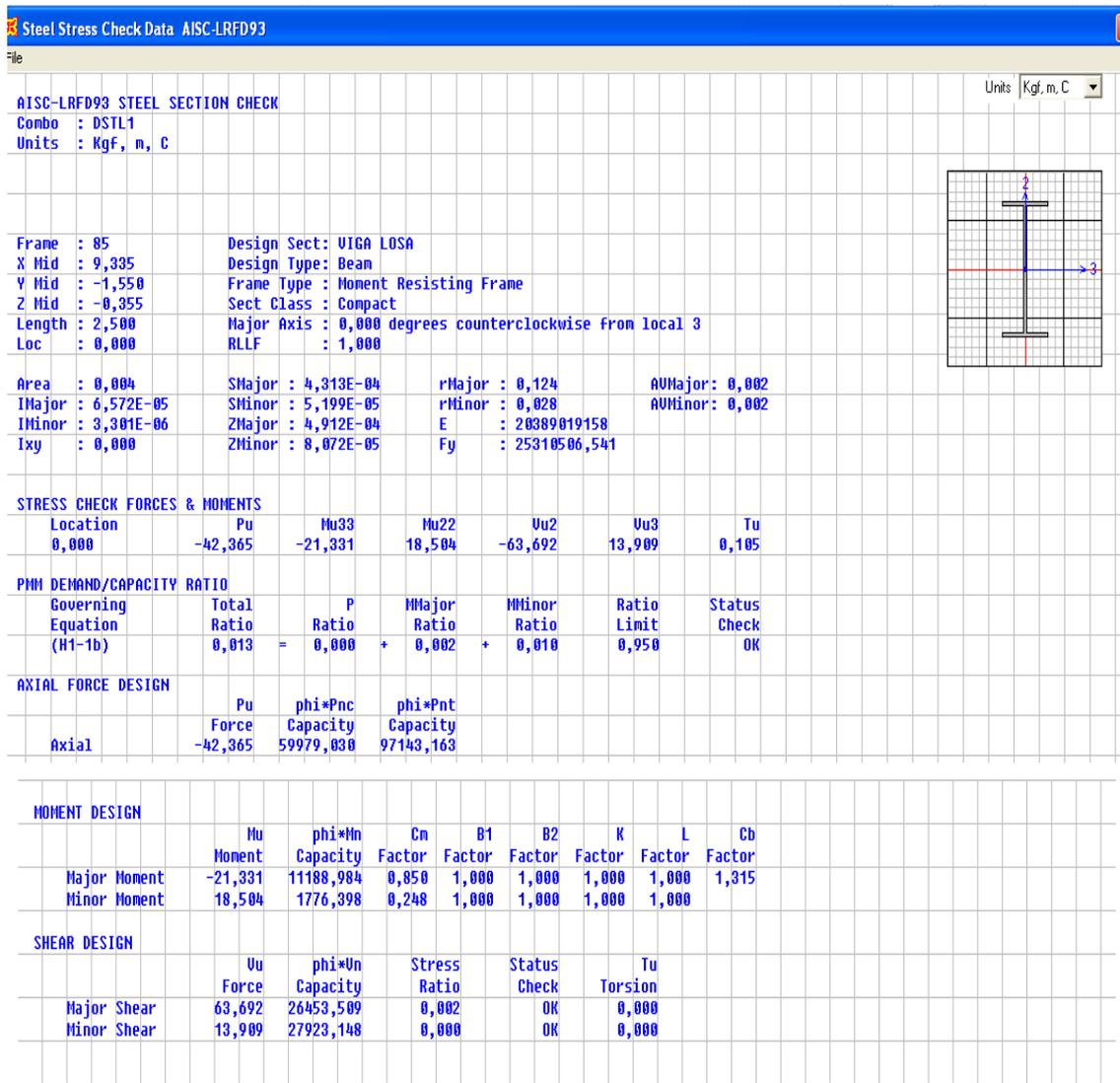


Figura 4.24 Resultados del diseño de una Viga secundaria (Frame-85)

4.5.2.2 Verificación Gráfica del Diseño por el Método AISC LRFD93

Mediante el uso del comando Design> Steel design frame> Start design/ Check of structure, nos permite evaluar gráficamente que elemento estructural se encuentra en una zona crítica (color rojo) y que necesariamente debe ser reemplazado, o que elemento estructural esta sobre diseñado (color plomo).

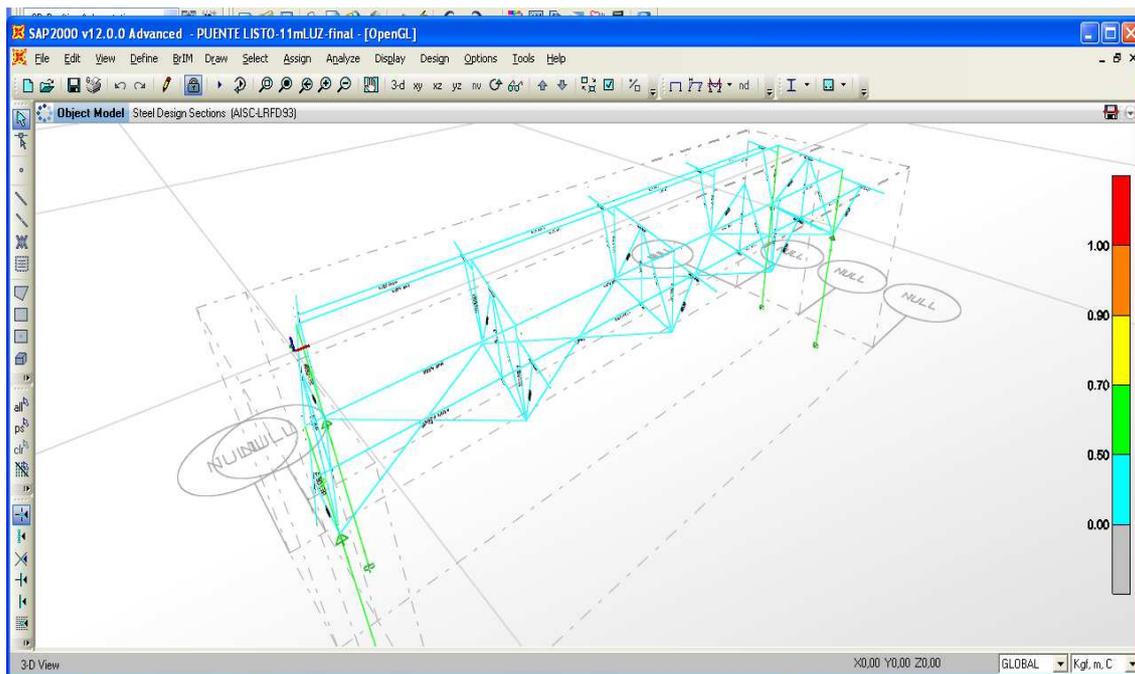


Figura 4.26 Verificación gráfica del diseño AISC LRFD93

4.5.3 Criterios de Aceptación por Deformación según la ASSTHO LRFD 2005 [Ref.23]

En ausencia de otros criterios, los siguientes límites de deflexión pueden ser considerados para acero, aluminio, y/o otras construcciones de concreto.

Para carga vehicular, se puede tomar en forma general $L/800$ en donde L representa la luz del puente, en el cual se puede tomar según el orden de importancia de la vía o carretera.

Para carga vehicular y/o cargas peatonales $L/1000$, se considera un límite conservador.

Para carga vehicular sobre los brazos del puente en voladizo tomar $L/300$.

Para carga vehicular y/o cargas peatonales sobre los brazos del puente en voladizo tomar $L/375$.

Deflexiones que quedan a criterio del proyectista el utilizar de acuerdo a sus necesidades de tal manera que cumpla con los requerimientos de esta norma.

4.5.3.1 Análisis de las Deformaciones de la Viga Principal.

Para efectuar el análisis de las deformaciones se toma el criterio que no deberá sobre pasar la luz $L/1000$. Por lo que se puede verificar en la fig. 4.22 que se cumple, para un mayor entendimiento se efectúa el siguiente ejemplo:

Viga principal sometida a un cortante máximo $V_2 = V_Y$ y momento flector máximo sobre el eje 3 o eje x, $M_3 = M_X$ (ver Fig.4.22).

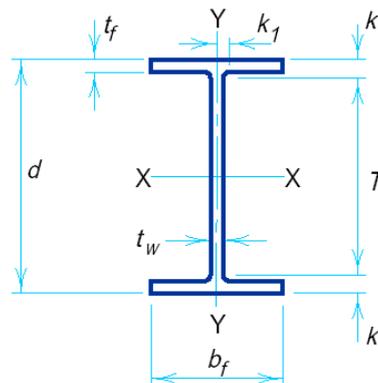
$$\delta_{\text{permisible}} = \frac{L}{1000} = \frac{2.75m}{1000} = 2.75 \times 10^{-3} m \text{ [Ec. 40]}$$

$$\delta_{\text{calculado}} = 0.000251m$$

Como $\delta_{\text{calculado}} = 0.000251m < \delta_{\text{permisible}} = 0.00275m$ OK.

4.5.4 Interpretación de Resultados AISC LRFD [Ref.24]

Se analiza el elemento estructural 84 (Frame-84) por ser uno de los elementos más cargados, el material de la viga es A36 para las propiedades ver tabla 2.16, dimensiones ver Fig.4.3 viga losa y resultados Fig.4.24.



Datos del perfil:

$A=0.004 \text{ m}^2$	$b_f=0.127 \text{ m}$	$r_y=0.028 \text{ m}$
$d=0.3048 \text{ m}$	$t_f=9.652 \times 10^{-3}$	$S_x=4.313 \times 10^{-4} \text{ m}^3$
$t_w=6.350 \times 10^{-3}$	$r_x=0.124 \text{ m}$	$S_y=5.119 \times 10^{-5} \text{ m}^3$

$$X_1 = 1610 \text{ Ksi} = 1131945.470 \text{ kgf/m}^2 \quad X_2 = 27300 \times 10^{-6} \text{ Ksi}^{-2} = 5.523 \times 10^{-11} (\text{kgf/m}^2)^{-2}$$

$$Z_y = 4.912 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \quad Z_x = 4.912 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \quad F_y = 25310506.541 \text{ Kgf/m}^2$$

$$E = 20389019158 \text{ Kgf/m}^2$$

4.5.4.1 Revisión de la esbeltez del patín para vigas a compresión [Ref.25]

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{0.127m}{2 * 9.652 \times 10^{-3}} = 6.578 \text{ [Ec. 41]}$$

$$\lambda_r = \frac{95}{\sqrt{F_Y}} = \frac{95}{\sqrt{36 \text{ksi}}} = 15.833 \quad \text{[Ec. 42]} \quad \text{Ecuación para la verificación de sección no}$$

compacta

Como $\lambda < \lambda_r$ es una sección no compacta por lo que no se aplica el factor de reducción por pandeo local del patín es decir $Q=1$.

4.5.4.2 Revisión del Pandeo Local del Patín para Vigas a Flexión [Ref.25]

$b_f = t_2$ Para el SAP 2000

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{0.127 \text{m}}{2 * 9.652 \times 10^{-3}} = 6.578$$

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_Y}} = \frac{65}{\sqrt{36 \text{ksi}}} = 10.833 \quad \text{[Ec. 43]} \quad \text{Ecuación para la verificación de sección compacta}$$

$$\lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_Y - 10}} = \frac{141}{\sqrt{36 - 10}} = 27.652 \quad \text{[Ec. 44]} \quad \text{Ecuación para la verificación de sección no}$$

compacta.

Como $\lambda < \lambda_p$ es una sección compacta.

4.5.4.3 Revisión del Pandeo Local del Alma para Esfuerzos Combinados [Ref.25]

La viga esta sometida a flexión y compresión axial por lo que se utiliza las siguientes ecuaciones:

Permite evaluar si una sección es compacta λ_p .

$\frac{640}{\sqrt{F_Y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right) \quad \text{[Ec. 45]}$	$\frac{191}{\sqrt{F_Y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{253}{\sqrt{F_Y}} \quad \text{[Ec. 46]}$
---	---

Permite evaluar si una sección es compacta λ_r .

$$\frac{970}{\sqrt{F_Y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \quad \text{[Ec. 48]}$$

Evaluación:

$$t_3 = d$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{T}{6.35 \times 10^{-3}} \approx \frac{d - 2t_f}{6.35 \times 10^{-3}} \quad [\text{Ec. 49}]$$

$$\lambda = \frac{0.3048m - 2 * 9.652 \times 10^{-3}m}{6.35 \times 10^{-3}m} = 44.96$$

$$P_y = A * F_y \quad [\text{Ec. 51}]$$

A = área de la sección transversal del perfil = $0.004 m^2$

$$P_y = 0.004 * 25310506.541Kgf = 101242.0262Kgf$$

$\phi_b = 0.9$ factor resistencia por flexión.

$$\text{Como } \frac{P_u}{\phi_b * P_y} = \frac{75.771Kgf}{0.9 * 101242.0262Kgf} = 8.31 \times 10^{-4} < 0.125 \quad \text{es menor que } 0.125 \text{ se}$$

ocupa la [Ec. 45]:

$$\lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 * P_u}{\phi_b * P_y} \right) = \frac{640}{\sqrt{36Ksi}} (1 - 2.75 * 8.31 \times 10^{-4}) = 106.42$$

Como $\lambda = 44.96 < \lambda_p = 106.42$ es una sección compacta.

4.5.4.4 Revisión de la Capacidad Axial a Compresión [Ref.26]

Es importante indicar que el pandeo será respecto al eje y (eje menor).

$$\lambda_{cy} = \frac{L}{r_y * \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad [\text{Ec. 52}]$$

Se debe comprobar el rango de λ_c para escoger la ecuación para encontrar F_{cr} la fuerza crítica, que se utiliza para la carga factorizada y comprobación de un diseño adecuado mediante la ecuación de interacción.

For $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad [\text{Ec.53}]$$

For $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad [\text{Ec.54}]$$

$$\lambda_{cy} = \frac{3m}{0.028 * \pi} \sqrt{\frac{25310506.541Kgf / m^2}{20389019158Kgf / m^2}} = 1.202 \leq 1.5$$

$$F_{cr} = 36Ksi * 0.658^{1.202} = 19.664Ksi$$

$$P_n = F_{cr} * A = 19.664Ksi * 6.2 pu1g^2 . = 121.9168Kips = 55300.59602Kgf \text{ [Ec. 55]}$$

Como $\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{75.771}{0.85 * 55300.59602} = 1.612 \times 10^{-3} < 0.2$ use la ecuación H1-1b de

interacción de la AISC para elementos estructurales sometidos a esfuerzos combinados.

$$\text{For } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2, \quad \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \text{[Ec. 56]}$$

4.5.4.5 Revisión de la Capacidad por Flexión [Ref.26]

Capacidad del rango plástico:

$$M_p = Z_x * F_y = 4.912 \times 10^{-4} m * 25310506.541kgf / = 12432.52081Kgf .m \text{ [Ec.57]}$$

Z_x = módulo plástico que dependerá del tipo de sección

Capacidad del rango elástico:

$$M_r = S_x * F_L \text{ [ECXX]} \quad S_x = \text{módulo elástico que depende del tipo de sección.}$$

$$F_L = F_y - 10ksi = 36ksi - 10ksi = 26ksi = 18279864.73kgf / m^2 \text{ [Ec. 58]}$$

$$M_r = 4.313 \times 10^{-4} m^3 * 18279864.73kgf / m^2 = 7884.11kgf .m$$

Evaluación:

$\phi_b = 0.9$ factor resistencia por flexión.

$M_{ux} = 94.656kgf .m$ Esfuerzo por flexión requerido eje x.

$M_{uy} = 2.819kgf .m$ Esfuerzo por flexión requerido eje y.

Calculados según la sección C1. AISC-LRFD

$$\phi_b * M_{nx} = 11188.984kgf .m$$

$\phi_b * M_{ny} = 1776.398kgf .m$ Esfuerzos nominales a flexión para cada eje x,y.

Calculados según la sección F1. AISC-LRFD

4.5.4.6 Aplicación y Verificación de la Ecuación de Interacción para el Diseño Optimo.

$$\text{For } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2, \quad \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Ver los resultados de la Fig.4.24, literal 4.5.4.4 y literal 4.5.4.5 valores que se reemplazan en la ecuación [Ec.25] que verifica si el diseño es el adecuado, de tal manera que no supere el permisible menor igual que uno.

$$\frac{75.771}{2 * 49748.522} + \left(\frac{94.656}{11188.984} + \frac{2.819}{1776.398} \right) \leq 1$$

Como la razón del método iterativo es $0.011 < 1$ por lo tanto el diseño está OK.

4.5.4.7 Revisión de la Capacidad por Corte. [Ref.26]

$\phi_v = 0.90$ Factor de reducción para corte.

$V_n =$ Esfuerzo nominal por corte.

$$\text{For } h / t_w \leq 418 / \sqrt{F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w$$

$$h \approx d - 2t_f$$

$$\lambda = \frac{0.3048m - 2 * 9.652x10^{-3}m}{6.35x10^{-3}m} = 44.96 \leq 418 / \sqrt{F_{yw}}$$

$$\phi_v * V_{nx} = 26453.509kgf$$

$$V_{ux} = 94.138kgf$$

Verificación a corte:

$$\frac{V_u}{\phi_v * V_n} < 1$$

$$\frac{94.138kgf}{26453.509kgf} = 0.004$$

Como la razón del método iterativo es $0.004 < 1$, por lo tanto el diseño está OK

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Se ha evaluado los materiales y soldaduras para el puente sobre el río Santa Cruz mediante la norma AWS D1.1 que aplica al personal, materiales, y procedimientos a seguirse para la fabricación de soldaduras en miembros o elementos estructurales utilizadas en la república del Ecuador.
- El método de soldadura SMAW (soldadura manual de arco revestido) tanto como el metal base ASTM 36 y el metal de aporte E7018 están de acuerdo con las especificaciones de la norma AWS D 1.1 sección 3 - ver tabla 3.1, por lo que así se garantiza el procedimiento planificado y que por ende su calificación del material y soldadura es la correcta acorde a la norma aplicada.
- Mediante la caracterización del material se ha comprobado que la probeta ensayada cumple con ciertos requerimientos analizados, que están de acuerdo con las características de un material ASTM A36, como se puede verificar en los resultados del ensayo efectuado.
- Mediante la aplicación de los criterios de aceptación de la norma AWS D1.1 al ensayo visual y ensayo por partículas magnéticas efectuados, se concluye que los materiales cumple con las especificaciones de aceptación.
- El módulo de puentes (BRIM) del programa SAP 2000.v12, es una herramienta muy necesaria para la ingeniería en cuanto a la modelación y diseño estructural de puentes.
- Del análisis de deformación establecido por la AASTHO LRFD 2005 literal 2.5.2.6.2, la deformación máxima del puente es menor a la permisible.
- Del análisis de los valores de relaciones de cargas se concluye que todos los elementos estructurales cumplen con la condición ≤ 1 establecidos por la AISC LRFD 93 y ASSTHO LRFD 2005, además que las vigas califican como secciones compactas, descartándose así una falla por pandeo local.
- Se ha establecido una guía para la simulación de esfuerzos en SAP 2000 y a la vez se ha validado la resistencia del puente sobre el río Santa Cruz por lo que se concluye que cumple con las especificaciones y criterios de diseño.

Recomendaciones

- Se recomienda que para el cálculo estructural se haga énfasis en el método de diseño LRFD ya que la tendencia hoy en día es utilizar este tipo de criterio de diseño.
- Es importante que cada trabajo dentro de la ingeniería se efectúe bajo normas de tal manera que se garantice la calidad del trabajo, ya que las mismas son el resultado de años de estudio y experiencia.
- Cabe indicar que el país no cuenta con un manual completo de diseño de puentes y carreteras, por lo que se hace necesario que se cuente con ella, para una mejor aplicación y regulación a nuestro medio, ya que este trabajo se basó en normas internacionales que nacionales, las mismas que están aprobadas y calificadas para la utilización a nuestro medio según el reglamento técnico ecuatoriano de soldadura estructural de acero.
- Se recomienda que adicionalmente se aplique los ensayos como radiográficos, ultrasonidos para tener una información más completa y precisa de la calidad de las soldaduras, además del espectrómetro de masas, instrumento que se utiliza para la determinación exacta de los componentes químicos del material.

ANEXOS.

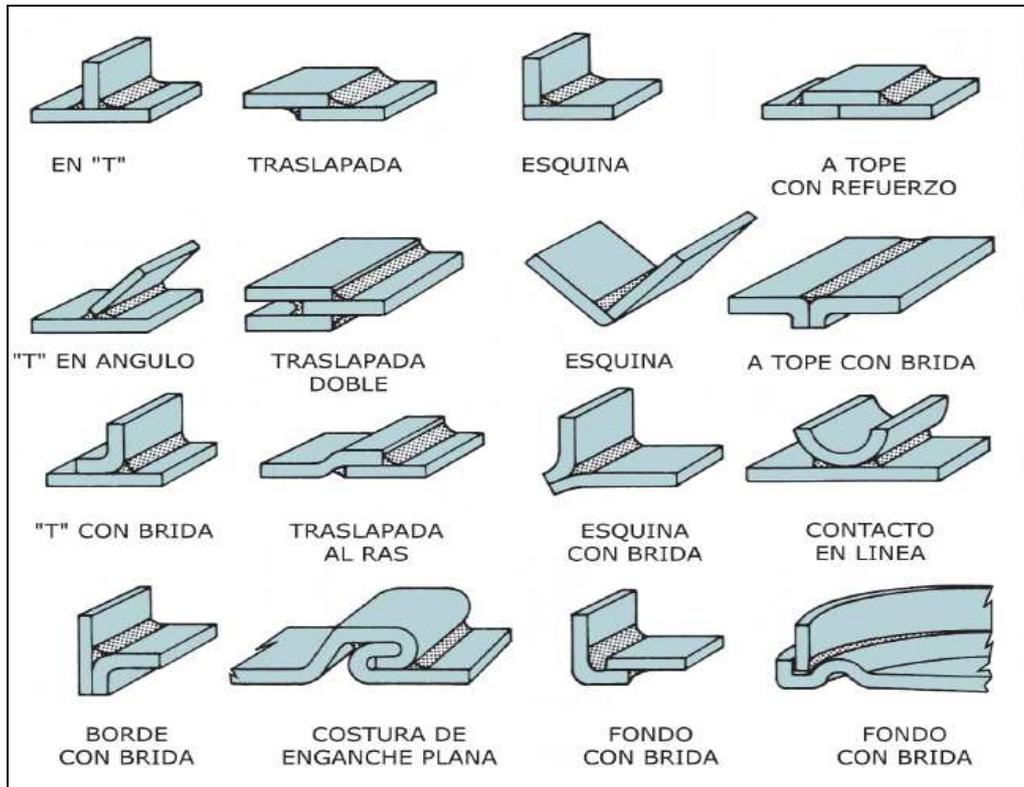
ANEXO 1

Clasificación de los Métodos de Soldadura según la AWS

SMAW	= Shielded Manual Arc Welding; Soldadura Manual de Arco Revestido (electrodos revestidos).
SAW	= Sumerged Arc Welding; Soldadura de Arco Sumergido.
ST	= Spray Transfer; Pulverización de Metal.
GMAW	= Gas Metal Arc Welding; Soldadura de Arco Metálico Protegido con Gas (soldadura MIG, MAG).
	GMAW-P = Gas Metal Arc Welding, Pulsed Arc; Soldadura de Arco Metálico Protegido con Gas, Arco Pulsado.
	GMAW-S = Gas Metal Arc Welding, Short circuit arc; Soldadura de Arco Metálico Protegido con Gas, Corto Circuito.
FCAW	= Flux Cored Arc Welding; Soldadura de Arco Fundente en el Núcleo.
GTAW	= Gas Tungsten Arc Welding; Soldadura con Electrodo de Tungsteno Protegida con Gas.
PAW	= Plasma Arc Welding; Soldadura por Arco de Plasma.
ESW	= Electro Slag Welding; Soldadura por Electro-Escoria.
EGW	= Electro Gas Welding; Soldadura de Arco Eléctrico Protegido con Gas.
RW	= Resistance Welding; Soldadura por Resistencia.
OFW	= Oxifuel Welding; Soldadura de Combustible con Oxígeno.
DFW	= Diffusion Welding; Soldadura por Difusión.
FRW	= Friction Welding; Soldadura por Fricción.
EBW	= Electrón-Beam Welding; Soldadura por Haz de Electrones.
LBW	= Laser Beam Welding; Soldadura por Láser.
B	= Brazing; Soldadura Fuerte, Oxi-gas con Varilla de Bronce.
S	= Soldering; Soldadura Blanda, Aleación Plomo Estaño.

ANEXO 2

Diseño de Uniones Habituales de Soldadura



ANEXO 3

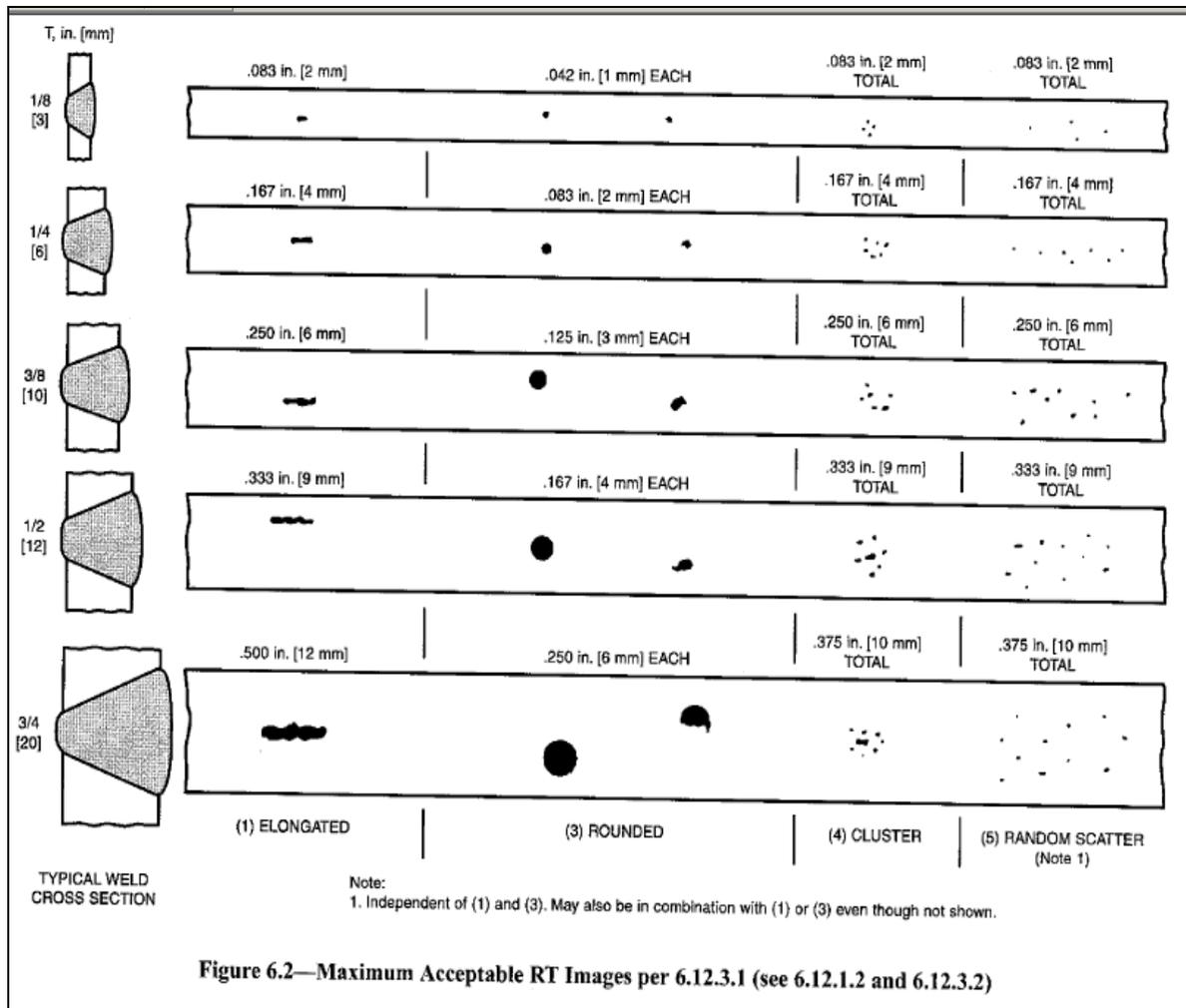
Criterios de Aceptación para la Inspección Visual (AWS DS1.1).

Table 6.1											
Visual Inspection Acceptance Criteria (see 6.9)											
Discontinuity Category and Inspection Criteria	Statically Loaded Nontubular Connections	Cyclically Loaded Nontubular Connections	Tubular Connections (All Loads)								
(1) Crack Prohibition Any crack shall be unacceptable, regardless of size or location.	X	X	X								
(2) Weld/Base-Metal Fusion Thorough fusion shall exist between adjacent layers of weld metal and between weld metal and base metal.	X	X	X								
(3) Crater Cross Section All craters shall be filled to provide the specified weld size, except for the ends of intermittent fillet welds outside of their effective length.	X	X	X								
(4) Weld Profiles Weld profiles shall be in conformance with 5.24.	X	X	X								
(5) Time of Inspection Visual inspection of welds in all steels may begin immediately after the completed welds have cooled to ambient temperature. Acceptance criteria for ASTM A 514, A 517, and A 709 Grade 100 and 100 W steels shall be based on visual inspection performed not less than 48 hours after completion of the weld.	X	X	X								
(6) Undersized Welds The size of a fillet weld in any continuous weld may be less than the specified nominal size (L) without correction by the following amounts (U): <table style="margin-left: auto; margin-right: auto; border: none;"> <tr> <td style="text-align: center;">L, specified nominal weld size, in. [mm]</td> <td style="text-align: center;">U, allowable decrease from L, in. [mm]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\leq 3/16$ [5]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 1/16$ [2]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$1/4$ [6]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 3/32$ [2.5]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\geq 5/16$ [8]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 1/8$ [3]</td> </tr> </table> In all cases, the undersize portion of the weld shall not exceed 10% of the weld length. On web-to-flange welds on girders, underrun shall be prohibited at the ends for a length equal to twice the width of the flange.	L, specified nominal weld size, in. [mm]	U, allowable decrease from L, in. [mm]	$\leq 3/16$ [5]	$\leq 1/16$ [2]	$1/4$ [6]	$\leq 3/32$ [2.5]	$\geq 5/16$ [8]	$\leq 1/8$ [3]	X	X	X
L, specified nominal weld size, in. [mm]	U, allowable decrease from L, in. [mm]										
$\leq 3/16$ [5]	$\leq 1/16$ [2]										
$1/4$ [6]	$\leq 3/32$ [2.5]										
$\geq 5/16$ [8]	$\leq 1/8$ [3]										
(7) Undercut (A) For material less than 1 in. [25 mm] thick, undercut shall not exceed 1/32 in. [1 mm], with the following exception: undercut shall not exceed 1/16 in. [2 mm] for any accumulated length up to 2 in. [50 mm] in any 12 in. [300 mm]. For material equal to or greater than 1 in. thick, undercut shall not exceed 1/16 in. [2 mm] for any length of weld. (B) In primary members, undercut shall be no more than 0.01 in. [0.25 mm] deep when the weld is transverse to tensile stress under any design loading condition. Undercut shall be no more than 1/32 in. [1 mm] deep for all other cases.	X										
(8) Porosity (A) CJP groove welds in butt joints transverse to the direction of computed tensile stress shall have no visible piping porosity. For all other groove welds and for fillet welds, the sum of the visible piping porosity 1/32 in. [1 mm] or greater in diameter shall not exceed 3/8 in. [10 mm] in any linear inch of weld and shall not exceed 3/4 in. [20 mm] in any 12 in. [300 mm] length of weld. (B) The frequency of piping porosity in fillet welds shall not exceed one in each 4 in. [100 mm] of weld length and the maximum diameter shall not exceed 3/32 in. [2.5 mm]. Exception: for fillet welds connecting stiffeners to web, the sum of the diameters of piping porosity shall not exceed 3/8 in. [10 mm] in any linear inch of weld and shall not exceed 3/4 in. [20 mm] in any 12 in. [300 mm] length of weld. (C) CJP groove welds in butt joints transverse to the direction of computed tensile stress shall have no piping porosity. For all other groove welds, the frequency of piping porosity shall not exceed one in 4 in. [100 mm] of length and the maximum diameter shall not exceed 3/32 in. [2.5 mm].	X										
		X	X								
		X	X								

General Note: An "X" indicates applicability for the connection type; a shaded area indicates non-applicability.

ANEXO 4

Criterios de Aceptación para Ensayo Metalográfico (RT).



ANEXO 5

Criterios de Aceptación para Ensayo de Ultrasonido para Secciones no Tubulares Cargadas Estáticamente (UT).

UT Acceptance-Rejection Criteria (Statically Loaded Nontubular Connections) (see 6.13.1)

Discontinuity Severity Class	Weld Thickness ¹ in in. [mm] and Search Unit Angle												
	5/16 through 3/4 [8-20]		> 3/4 through 1-1/2 [20-38]		> 1-1/2 through 2-1/2 [38-65]			> 2-1/2 through 4 [65-100]			> 4 through 8 [100-200]		
	70°	70°	70°	60°	45°	70°	60°	45°	70°	60°	45°		
Class A	+5 & lower	+2 & lower	-2 & lower	+1 & lower	+3 & lower	-5 & lower	-2 & lower	0 & lower	-7 & lower	-4 & lower	-1 & lower		
Class B	+6	+3	-1 0	+2 +3	+4 +5	-4 -3	-1 0	+1 +2	-6 -5	-3 -2	0 +1		
Class C	+7	+4	+1 +2	+4 +5	+6 +7	-2 to +2	+1 +2	+3 +4	-4 to +2	-1 to +2	+2 +3		
Class D	+8 & up	+5 & up	+3 & up	+6 & up	+8 & up	+3 & up	+3 & up	+5 & up	+3 & up	+3 & up	+4 & up		

General Notes:

- Class B and C discontinuities shall be separated by at least 2L, L being the length of the longer discontinuity, except that when two or more such discontinuities are not separated by at least 2L, but the combined length of discontinuities and their separation distance is equal to or less than the maximum allowable length under the provisions of Class B or C, the discontinuity shall be considered a single acceptable discontinuity.
 - Class B and C discontinuities shall not begin at a distance less than 2L from weld ends carrying primary tensile stress, L being the discontinuity length.
 - Discontinuities detected at "scanning level" in the root face area of CJP double groove weld joints shall be evaluated using an indicating rating 4 dB more sensitive than described in 6.26.6.5 when such welds are designated as "tension welds" on the drawing (subtract 4 dB from the indication rating "d"). This shall not apply if the weld joint is backgouged to sound metal to remove the root face and MT used to verify that the root face has been removed.
 - ESW or EGWs: discontinuities detected at "scanning level" which exceed 2 in. [50 mm] in length shall be suspected as being piping porosity and shall be further evaluated with radiography.
- For indications that remain on the display as the search unit is moved, refer to 6.13.1.

Note:

- Weld thickness shall be defined as the nominal thickness of the thinner of the two parts being joined.

Class A (large discontinuities)
any indication in this category shall be rejected (regardless of length).

Class B (medium discontinuities)
any indication in this category having a length greater than 3/4 in. [10 mm] shall be rejected.

Class C (small discontinuities)
any indication in this category having a length greater than 2 in. [0 mm] shall be rejected.

Class D (minor discontinuities)
any indication in this category shall be accepted regardless of length or location in the weld.

Scanning Levels	
Sound path ² in in. [mm]	Above Zero Reference, dB
through 2-1/2 [65 mm]	14
> 2-1/2 through 5 [65-125 mm]	19
> 5 through 10 [125-250 mm]	29
> 10 through 15 [250-380 mm]	39

Note:

- 2. This column refers to sound path distance; NOT material thickness.

ANEXO 6

Criterios de Aceptación para Ensayo de Ultrasonido para Secciones no Tubulares Cargadas Dinámicamente (UT).

UT Acceptance-Rejection Criteria (Cyclically Loaded Nontubular Connections) (see 6.13.2)											
Discontinuity Severity Class	Weld Thickness ¹ in in. [mm] and Search Unit Angle										
	5/16 through 3/4 [8-20]	> 3/4 through 1-1/2 [20-38]	> 1-1/2 through 2-1/2 [38-65]			> 2-1/2 through 4 [65-100]			> 4 through 8 [100-200]		
	70°	70°	70°	60°	45°	70°	60°	45°	70°	60°	45°
Class A	+10 & lower	+8 & lower	+4 & lower	+7 & lower	+9 & lower	+1 & lower	+4 & lower	+6 & lower	-2 & lower	+1 & lower	+3 & lower
Class B	+11	+9	+5 +6	+8 +9	+10 +11	+2 +3	+5 +6	+7 +8	-1 0	+2 +3	+4 +5
Class C	+12	+10	+7 +8	+10 +11	+12 +13	+4 +5	+7 +8	+9 +10	+1 +2	+4 +5	+6 +7
Class D	+13 & up	+11 & up	+9 & up	+12 & up	+14 & up	+6 & up	+9 & up	+11 & up	+3 & up	+6 & up	+8 & up

General Notes:

- Class B and C discontinuities shall be separated by at least 2L, L being the length of the longer discontinuity, except that when two or more such discontinuities are not separated by at least 2L, but the combined length of discontinuities and their separation distance is equal to or less than the maximum allowable length under the provisions of Class B or C, the discontinuity shall be considered a single acceptable discontinuity.
- Class B and C discontinuities shall not begin at a distance less than 2L from weld ends carrying primary tensile stress, L being the discontinuity length.
- Discontinuities detected at "scanning level" in the root face area of CJP double groove weld joints shall be evaluated using an indicating rating 4 dB more sensitive than described in 6.26.6.5 when such welds are designated as "tension welds" on the drawing (subtract 4 dB from the indication rating "d"). This shall not apply if the weld joint is backgouged to sound metal to remove the root face and MT used to verify that the root face has been removed.
- For indications that remain on the display as the search unit is moved, refer to 6.13.2.1.

Note:

1. Weld thickness shall be defined as the nominal thickness of the thinner of the two parts being joined.

Scanning Levels	
Sound path ² in in. [mm]	Above Zero Reference, dB
through 2-1/2 [65 mm]	20
> 2-1/2 through 5 [65-125 mm]	25
> 5 through 10 [125-250 mm]	35
> 10 through 15 [250-380 mm]	45

Note:

2. This column refers to sound path distance; NOT material thickness.

ANEXO 7

Ventajas y Desventajas de las Partículas Magnéticas

	USOS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
PARTÍCULAS SECAS	<p>Son usadas tal como se suministran.</p> <p>Se aplican por aspersion o espolvoreado.</p> <p>Se pueden utilizar bajo condiciones ambientales extremas (frío o calor).</p> <p>Son mejores para detectar discontinuidades subsuperficiales.</p>	<p>Poseen superior movilidad con HDWC.</p> <p>Son fáciles de removerse.</p> <p>Color: rojo, negro, gris, azul, verde, naranja. <u>Se selecciona el color que mayor contraste haga con la superficie a inspeccionar.</u></p>	<p>Menor probabilidad de detección de discontinuidades finas.</p> <p>Difícil de usar en magnetizaciones en sobrecabeza.</p> <p>No existe evidencia de cobertura completa en la superficie de la pieza que se inspecciona. Promedio menor de producción de piezas inspeccionadas.</p> <p>Difícil de adaptar a sistemas de inspección automática.</p> <p>Existe probabilidad de inhalarlas, se requiere usar cubrebocas.</p>
PARTÍCULAS HUMEDAS EN SUSPENSION	<p>Son suspendidas en un vehículo, como agua acondicionada o un destilado ligero de petróleo a una concentración dada.</p> <p>Se aplican por aspersion o por baño. Las hay fluorescentes y no fluorescentes.</p> <p>Se suministran secas o premezcladas en un concentrado en agua o con el destilado de petróleo.</p> <p>Generalmente se utilizan en unidades horizontales.</p>	<p>Las partículas visibles o no fluorescentes: Son de color negro o café rojizo. La concentración inicial del baño debe ser como lo indique el fabricante y verificarse por decantación diariamente.</p>	
PASTA MAGNÉTICA PARA UNTARSE	<p>Las partículas están suspendidas en un aceite viscoso (pesado).</p> <p>Se aplican con brocha antes de magnetizar.</p> <p>Facilita la inspección en posición sobre cabeza o vertical</p> <p>El vehículo es combustible, pero el riesgo ante el fuego es muy bajo</p>		