

ESTUDIO PATOLÓGICO PUENTE LOCALIZADO EN LA AV. 68 CON AV. AMERICAS

Leonardo Becerra
Ervin Lozano
Rosa Santamaría
Alirio Soacha

Universidad Santo Tomás
Programa: Especialización en Patología de la Construcción
Mayo 2024

Control de versiones

VERSIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN MODIFICACIÓN	FOLIOS
1	Nov-23	Entrega 1	1
2	Mayo-24	Entrega 2	1

Equipo Consultor

Vo Bo	Vo Bo	Vo Bo
Ing. Rosa Director Consultoría	Arq. Ervin Lozano Patólogo de construcción	Ing. Leonardo Becerra Patólogo estructural

Equipo Revisor

REVISÓ		Vo Bo
		Ing. Alirio Soacha Sánchez Diseñador estructural

CONTENIDO

1. JUSTIFICACION.....	9
2. OBJETIVOS	10
2.1. OBJETIVO GENERAL	10
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
3. ALCANCE Y LIMITACIONES.....	12
4. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	13
4.1.1. <i>Av. Américas con Av.68</i>	13
5. DESCRIPCIÓN GENERAL.....	14
6. METODOLOGIA.....	16
6.1. VISITA DE CAMPO SINTOMATOLOGÍA.....	16
6.2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	18
6.3. DISEÑOS ORIGINALES.	19
6.3.1. <i>Puente de la Av. Américas y Av. 68</i>	19
6.4. PERMISOS Y AUTORIZACIONES PARA ACCEDER AL PACIENTE	20
6.5. EL EQUIPO HUMANO.....	20
6.6. EQUIPOS E INSTRUMENTACIÓN	20
6.7. FASE I: RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN (ACTUAL).....	26
6.7.1. <i>Alcance</i>	26
6.8. FASE II: FACTIBILIDAD ESTRUCTURAL	26
6.8.1. <i>Alcance</i>	26
6.9. FASE III: ESTUDIOS Y DISEÑOS DE INGENIERÍA DE DETALLE	26
6.9.1. <i>Alcance</i>	27
6.9.2. <i>Registro fotográfico estructuras existentes AV. Américas con AK. 68.</i>	28
7. MARCO REFERENCIAL	31
7.1. MARCO LEGAL:.....	31
8. EVALUACION DE VULNERABILIDAD ELEMENTOS Y MATERIALES (NSR-10 /A.10.2)	32
9. AUCULTACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	36
9.1. INSPECCIÓN DE CAMPO	36

9.2.	ULTRASONIDO	41
9.3.	ESCÁNER DE REFUERZO	43
9.4.	EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS	47
9.4.1.	<i>Método Alternativo Dispuesto en el ACI 214.4R-03.....</i>	55
9.4.2.	<i>Metodología del Manual De Evaluación De Puentes “The Manual for Bridge Evaluation (MBE)” de la AASHTO.....</i>	56
9.5.	ESCLEROMETRÍAS	57
9.6.	DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN.....	61
9.7.	REGATAS	67
10.	REVISIÓN ESFUERZO DE SUPERESTRUCTURA	70
10.1.	PUENTE COSTADO SUR – LUZ 1	73
10.1.1.	<i>Esfuerzos Viga en el Apoyo</i>	73
10.1.2.	<i>Cortante Viga en el Apoyo.....</i>	77
10.1.3.	<i>Esfuerzos Viga en el Centro de Luz</i>	82
10.1.	PUENTE COSTADO SUR – LUZ 2	87
10.1.1.	<i>Esfuerzos Viga en el Apoyo</i>	87
10.1.2.	<i>Cortante Viga en el Apoyo.....</i>	91
10.1.3.	<i>Esfuerzos Viga en el Centro de Luz</i>	96
10.2.	PUENTE COSTADO SUR – LUZ 3	101
10.2.1.	<i>Esfuerzos Viga en el Apoyo</i>	101
10.2.2.	<i>Cortante Viga en el Apoyo.....</i>	105
10.2.3.	<i>Esfuerzos Viga en el Centro de Luz</i>	110
10.3.	PUENTE COSTADO SUR – LUZ 4	115
10.3.1.	<i>Esfuerzos Viga en el Apoyo</i>	115
10.3.2.	<i>Cortante Viga en el Apoyo.....</i>	119
10.3.3.	<i>Esfuerzos Viga en el Centro de Luz</i>	124
10.4.	PUENTE COSTADO NORTE – LUZ 1	129
10.4.1.	<i>Esfuerzos Viga en el Apoyo</i>	129
10.4.2.	<i>Cortante Viga en el Apoyo.....</i>	135
10.4.3.	<i>Esfuerzos Viga en el Centro de Luz</i>	141
10.5.	PUENTE COSTADO NORTE – LUZ 2	148
10.5.1.	<i>Esfuerzos Viga en el Apoyo</i>	148
10.5.2.	<i>Cortante Viga en el Apoyo.....</i>	154
10.5.3.	<i>Esfuerzos Viga en el Centro de Luz</i>	160

10.6. PUENTE COSTADO NORTE – LUZ 3	167
10.6.1. <i>Esfuerzos Viga en el Apoyo</i>	167
10.6.2. <i>Cortante Viga en el Apoyo</i>	173
10.6.3. <i>Esfuerzos Viga en el Centro de Luz</i>	179
10.7. PUENTE COSTADO NORTE – LUZ 4	186
10.7.1. <i>Esfuerzos Viga en el Apoyo</i>	186
10.7.2. <i>Cortante Viga en el Apoyo</i>	192
10.7.3. <i>Esfuerzos Viga en el Centro de Luz</i>	198
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	205
12. ANEXO FOTOGRAFICO	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Localizacion Interseccion Av. Americas con Av.68	13
Figura 2: ID 1, Puente Vehicular Costado Norte	14
Figura 3: ID 2, Puente Vehicular Costado Sur	14
Figura 4: Zona Inferior Puente Av. Americas con Av. 68	15
Figura 5: Fotografía zona inferior de puente Av. Américas con Av. 68	16
Figura 6: Fotografía zona inferior de puente Av. Américas con Av. 68	17
Figura 7: Fotografía zona inferior de puente Av. Américas con Av. 68	17
Figura 8: Plano secuencia de construcción.	18
Figura 9: Reforzamiento estructural, Intersección AV. Américas Con AK. 68, costado sur.	19
Figura 10: Plano Reforzamiento Estructural, Intersección AV. Américas Con AK. 68.	19
Figura 11: Cámara Fotográfica	21
Figura 12: Aparatos Digitales	21
Figura 13: Fenolftaleína	22
Figura 14: Formatos de captura de información.	22
Figura 15: Escalera-andamio.	23
Figura 16: Taladro de extracción de núcleos.	23
Figura 17: Esclerómetro.	24
Figura 18: Scanner de refuerzo	24
Figura 19: Taladro de percusión.	25
Figura 20: fotografía Ultrasonido NOVOTEST.	25
Figura 21: ID 1, Puente vehicular norte.	28
Figura 22: ID 2, Puente vehicular sur.	28
Figura 23: ID 3, Puente peatonal - Costado norte cruce Av-68.	28
Figura 24: ID 4, Puente peatonal acceso estación Pradera.	29
Figura 25: ID 5, Puente peatonal (Rampas) acceso estación Pradera	29
Figura 26: ID 6, Estación Pradera (4 estaciones).	29
Figura 27: ID 7, Puente peatonal costado Occidental.	30
Figura 28: Inyección de fisuras	37
Figura 29: Inyección de fisuras, manchones por escurrimiento de agua y Smoke	38
Figura 30: Fisuras por retracción	38
Figura 31: Desprendimiento de corta goteras por impacto vial	39
Figura 32: Exposición del acero de refuerzo en barandas	39
Figura 33: Fogatas	40
Figura 34: Pérdida de fibras de carbono	40
Figura 35: Escáner de refuerzo en Columna 4 – Eje 5, costado sur	41
Figura 36: Ubicación de ultrasonido	41
Figura 37: Escáner de refuerzo en Columna 4 – Eje 5, costado sur	43
Figura 38: Ubicación ferroskan	44
Figura 39: Ferroskan Columna 2 – Eje 4, Costado Norte	45
Figura 40: Ferroskan Columna 4 – Eje 5, Costado Sur	46
Figura 41: Ferroskan Columna 4 – Eje 3, Costado Sur	46
Figura 42: Ferroskan Columna 3 – Eje 4, Costado Sur	47
Figura 43: Tamaño de muestras	47
Figura 44: Ubicación de núcleos	48
Figura 45: Núcleo Columna 4 – Eje 3, Costado Sur	50



Figura 46: Núcleo Columna 2 – Eje 3, Costado Norte	50
Figura 47: Núcleo Zapata 3 – Eje 4, Costado Sur	51
Figura 48: Núcleo Zapata 1 – Eje 4, Costado Norte	51
Figura 49: Núcleo Columna 3 – Eje 6, Costado Sur	52
Figura 50: Núcleo Columna 2 – Eje 5, Costado Norte	52
Figura 51: Núcleo Columna 4 – Eje 5, Costado Sur	53
Figura 52: Núcleo Columna 1 – Eje 6, Costado Norte	53
Figura 53: ACI 214.4R-03 Ecuación 8-9	55
Figura 54: ACI 214.4R-03 Ecuación 8-9	55
Figura 55: Resistencia A Compresión En Núcleos De Concreto, AASHTO – MEB	57
Figura 56: Esclerometría Columna 2 – Eje 3	57
Figura 57: Ubicación de esclerometrías	58
Figura 58: Carbonatación Núcleo Columna 4 – Eje 3, Costado Sur	62
Figura 59: Núcleo Columna 2 – Eje 3, Costado Norte	62
Figura 60: Carbonatación Núcleo Zapata 3 – Eje 4, Costado Sur	63
Figura 61: Núcleo Zapata 1 – Eje 4, Costado Norte	63
Figura 62: Carbonatación Núcleo Columna 3 – Eje 6, Costado Sur	64
Figura 63: Núcleo Columna 2 – Eje 5, Costado Norte	64
Figura 64: Carbonatación Núcleo Columna 4 – Eje 5, Costado Sur	65
Figura 65: Núcleo Columna 1 – Eje 6, Costado Norte	65
Figura 66: Ubicación de regatas	68
Figura 67: Ecuaciones de la calificación	71

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Ubicación de ultrasonido en la estructura	42
Tabla 2: Datos generales del contrato interventoría	43
Tabla 3: Ubicación de ferroskan en la estructura	45
Tabla 4: Ubicación de núcleos en la estructura	49
Tabla 5: Valores de constante C	55
Tabla 6: Valores De Factor Z	55
Tabla 7: Valores De Factor T	56
Tabla 8: Mínima resistencia a la compresión por año de construcción en condiciones satisfactorias	56
Tabla 9: Ubicación de esclerometrías en la estructura	59
Tabla 10: Lecturas de esclerometrías	60
Tabla 11: Lecturas de esclerómetro	60
Tabla 12: Rango admisible	61
Tabla 13: Avance de carbonatación en núcleos	66
Tabla 14: Acero de refuerzo	68
Tabla 15: Ubicación de regatas en la estructura	69

INTRODUCCION

El proyecto busca reconocer cuales son las necesidades que presenta el puente vehicular ubicado en la Avenida 68 con Avenida Américas Costado Norte, esto en búsqueda de evaluar el estado estructural de las calidades del concreto, para esto se realizaran los trabajos de campo de ensayos destructivos, parcialmente destructivos y no destructivos que se listan a continuación.

Trabajos de campo destructivos: extracción de núcleos, trabajos de campo parcialmente destructivos: regatas y trabajos no destructivos: Inspección visual, revisión de fisuras, carbonatación, esclerometría, ultrasonido y escáner de refuerzo para confirmar localización de este.

Con los trabajos de campo realizados confirmaremos el estado actual de la edificación en cuanto a su armado estructural y calidades del concreto, los cuales serán contrastados con los planos estructurales de construcción y de posibles rehabilitaciones que haya tenido la estructura.

Todo lo anterior debido a que la estructura ya presenta una antigüedad de más de 50 años y se encuentra diariamente sometida a los agentes atmosféricos y gases vehiculares y ha sido sometido a modificaciones de cargas vehiculares por el tipo de camión de carga que ha tenido durante sus últimos 50 años de uso.

Teniendo en cuenta que esta obra de infraestructura a tenido intervenciones de mantenimiento por su importancia en la malla vial de Bogotá, el objeto central de la investigación estará abocado a la patología preventiva.

1. JUSTIFICACION

El motivo por el cual este grupo selecciono este tipo de paciente fue debido a la gran importancia que presenta de acuerdo con las condiciones actuales tales como los niveles de congestión, problemas de movilidad, capacidad y niveles de servicio vehicular que se presentan en la infraestructura vial existente en la Avenida de las Américas por Carrera 68. El presente proyecto busca propiciar y optimizar el desarrollo y bienestar de la comunidad, además, mejorar la calidad de vida de los ciudadanos respecto a las obras de infraestructura en Bogotá y la necesidad de plantear el posible estado de las características del concreto encontrado en sitio.

Esta fase corresponde a la búsqueda, recopilación y análisis de información secundaria de las obra de infraestructura que hacen parte el proyecto en referencia, con esta se realizó el análisis de la información reconociendo así los antecedentes de proyecto, estudios y normatividad en las cuales fue ejecutada, así se permitió tener un adecuado conocimiento del proyecto desde el punto de vista estructural, lo cual se complementó con el reconocimiento visual realizado a inicio del mes de noviembre del 2023, como se evidencian en las imágenes fotográficas de las zonas que hacen parte del proyecto anexas en este informe, con el objetivo fundamental de realizar un diagnóstico preliminar y análisis de información.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

Realizar un estudio integral de patología preventiva en una estructura con más de 40 años de uso, analizando las posibles patologías derivadas de su exposición a agentes atmosféricos, revisando y evaluando los diseños técnicos previos, y recopilando información secundaria relevante, todo ello conforme a los requerimientos técnicos establecidos en la normatividad vigente, el contrato y sus apéndices incluidos en los términos de referencia del proyecto.

2.2. Objetivos específicos

1. Determinar el estado actual de los materiales que componen la super estructura.
2. Realizar un diagnostico de las lesiones encontradas en el paciente
3. Realizar los ensayos propuestos de acuerdo al diagnóstico realizado (ensayos destructivos, semi destructivos y no destructivos)
4. Reconocer el estado estructural de la infraestructura realizando comparación de los mínimos parámetros dados por esta con respecto a las cargas de servicio actuales.

3. ALCANCE Y LIMITACIONES

Se realizará y contrastará esta información con la información planimétrica encontrada en el repositorio del IDU, con esta se podrá dar un concepto técnico del estado de los materiales debido a los agentes atmosféricos y así poder diagnosticar las posibles patologías que presenta la estructura. Cabe aclarar que el proyecto es de carácter académico, el cual podrá tomarse como referencia base, si se requiere realizar un diagnóstico futuro.

4. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

4.1.1. Av. Américas con Av.68

El sitio del proyecto se localiza en el centro occidental de la ciudad, entre las localidades de Kennedy y Puente Aranda, en los barrios La Trinidad, Urbanización Industrial Puente Aranda, Prado Sur y Nueva Marsella I y III; limita al occidente con el almacén Éxito y Bodegas Colsubsidio, sobre la Av. del congreso Eucarístico (AK 68) a la altura de la Av. de las Américas (AC 9).

Figura 1: Localización Intersección Av. Américas con Av.68



Fuente: Anexo técnico IDU – DTP

5. DESCRIPCIÓN GENERAL

DIRECCIÓN: PUENTE DE LA AVENIDA LAS AMÉRICAS (AC 6) CON AV. CONGRESO EUCARÍSTICO (AK 68)

La estructura a analizar es un puente vehicular en concreto reforzado compuesto de 5 luces, con 6 vigas postensadas por tramo, simplemente apoyadas, apoyadas en pilas dobles tipo martillo, apoyadas en dados y pilotes.

Figura 2: ID 1, Puente Vehicular Costado Norte



Fuente: Google Earth.

Figura 3: ID 2, Puente Vehicular Costado Sur



Fuente: Google Earth.

Figura 4: Zona Inferior Puente Av. Americas con Av. 68



Fuente: Captura Propia

Las losas son prefabricadas que sirven de formaleta a una losa en concreto reforzado.

El proyecto busca el mejoramiento de las condiciones de movilidad vial, peatonal y ciclista de las intersecciones, mediante la ampliación y el mejoramiento de la infraestructura existente y la construcción de nueva infraestructura peatonal, vehicular y bici que permitan brindar condiciones adecuadas de movilidad para todos los actores viales.

6. METODOLOGIA

6.1. Visita de campo sintomatología

Puente América con Av. 68

El día 29 de noviembre del 2023 se realizó la visita de campo para hacer el reconocimiento estructural a los puentes de las Américas ubicados en la Av. 68 , se pudo reconocer el tipo de sistema estructural y el estado actual de la edificación.

Figura 5: Fotografía zona inferior de puente Av. Américas con Av. 68



Fuente: Captura propia

Este puente es una estructura a porticado viga columnas con muros de entrada y salida, el sistema de viga aérea esta armada por medio de un refuerzo activo y pasivo el cual sirve de apoyo de la losa del puente el cual se encuentra conformada por un refuerzo activo.

Durante el recorrido se pudo evidenciar reparaciones como inyección de fisuras bajo placa y vigas e instalación de fibras en el centro de la luz de las vigas principales y en los extremos de los elementos.

Figura 6: Fotografía zona inferior de puente Av. Américas con Av. 68



Fuente: Captura propia

Se evidencia eflorescencias en la masa del concreto por presencia de manchas de concreto.

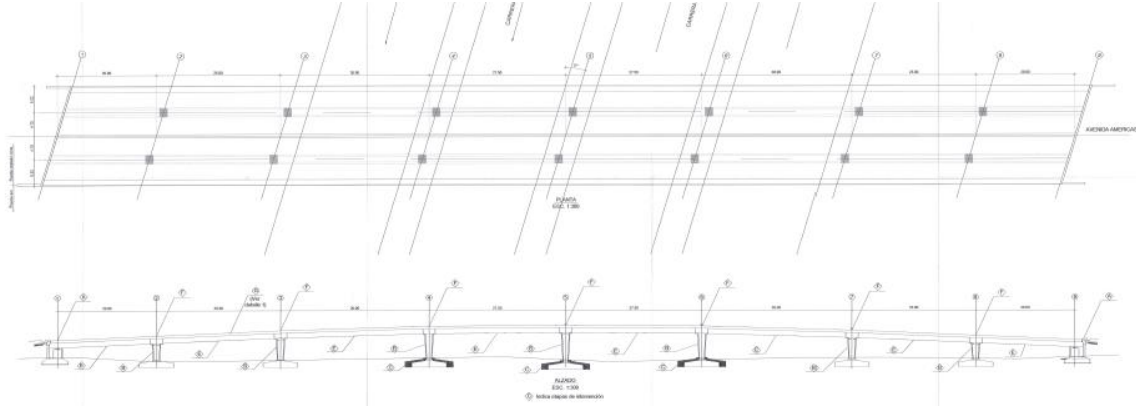
Figura 7: Fotografía zona inferior de puente Av. Américas con Av. 68



Fuente: Captura propia

El puente de la Américas con Carrera 68 está conformado por un sistema de pilas tipo martillo las cuales apoyan vigas pretensadas que a su vez sirven de apoyo de las losas prefabricadas que sirvieron como formaleta para la fundida de la losa del puente, no se evidenciaron trabajos de campo de rehabilitación sobre la estructura del puente.

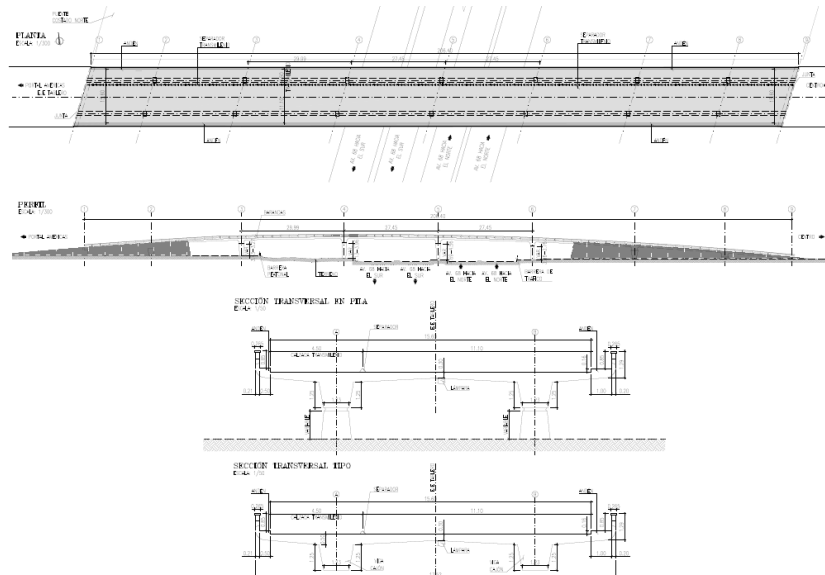
Figura 9: Reforzamiento estructural, Intersección AV. Américas Con AK. 68, costado sur.



Fuente: Repositorio Institucional IDU-Planos (Diseño de Vías)

La segunda intervención Contrato 1500 de 2017 contratista; **UNIÓN TEMPORAL REFORZAMIENTO JP**, su alcance fue la actualización de estudios y diseños de diagnóstico estructural y actualización sísmica de puentes vehiculares, y ejecución de obras de actualización sísmica y reforzamiento estructural de puente vehiculares, costado norte y sur.

Figura 10: Plano Reforzamiento Estructural, Intersección AV. Américas Con AK. 68.



Fuente: Instituto de desarrollo urbano.

6.3. Diseños originales.

Del diseño original de las estructuras se puede obtener información importante como lo es; la geometría estructural de los puentes, los materiales implementados para su construcción y establecer el tipo de cimentación que se utilizó.

6.3.1. Puente de la Av. Américas y Av. 68.

- En los planos estructurales y en la revisión del estado actual, se encuentra que son dos puentes de 8 luces con diferentes longitudes (20m, 25m, 30m, y de 27.5m).
- La forma de las pilas es tronco piramidal y en la parte superior consta de una viga dorsal.

- Cimentación tipo zapata de altura de 90 cm.
- La información obtenida de los materiales de diseño son las siguientes:
 - Concreto pre-esforzado para vigas $f'c = 35Mpa$.
 - Concreto reforzado para tablero $f'c = 35Mpa$.
 - Acero de refuerzo de diámetro $\frac{1}{4}" f_y' = 24Mpa$, $\frac{1}{2}" f_y' = 42Mpa$.

6.4. Permisos y autorizaciones para acceder al paciente

Se confirma que toda la información del proyecto se encuentra en los archivos del IDU (REPOSITORIO), los cuales son libres de inspección, por otro lado, al ser una estructura que hace parte de la infraestructura de la ciudad de Bogotá, esta no presenta licencias de construcción.

Finalmente se confirma que los trabajos de campo que se plantearan serán desarrollados por la empresa AIC SAS, la cual se encuentra desarrollando los trabajos de patología y reforzamiento estructural de esta estructura y puso a disposición de nuestro grupo de patología, participar como grupo de apoyo y/o veedor en el desarrollo de las actividades de campo, en donde el análisis de la información se desarrollara de manera independiente entre el consultor y el grupo de apoyo, de esta manera los resultados obtenidos se darán únicamente para el desarrollo académico de las actividades del TPI.

6.5. El equipo humano

Rosa María Santamaria-directora de consultoría.

Ervin Lozano-Arquitecto Patólogo de acabados

Leonardo Becerra- Ingeniero Patólogo estructural

Alirio Soacha- Ingeniero estructural.

6.6. Equipos e instrumentación

Siguiendo el procedimiento estipulado se presenta a continuación el equipo y los elementos necesarios para adelantar la inspección de la estructura en estudio:

- Aparatos digitales (celular, Tablet, dron).
- Cinta métrica y/o flexómetro.
- Formatos de captura de información.

Figura 11: Cámara Fotográfica



Fuente: Matterport

Figura 12: Aparatos Digitales



Fuente: internet



Figura 13: Fenolftaleína



Fuente: captura propia

Figura 14: Formatos de captura de información.

AIC		FECHA	
ASESORES Y CONSULTORES CIVILES ASOCIADOS SAS		10 de octubre de 2023	
		Código de Proyecto	
		E-541	
TRABAJOS DE CAMPO			
ACTIVIDAD	CANTIDAD	OBSERVACION	
NUCLEOS			
Tamaño de fuste Modificado	10		
CARBONATACION			
Frente de avance Carbonatación	10		
REGATAS			
Frente de avance Modificado	0		
Regata de Extracción	0		
Regata de Ultrasonido	0		
ESCLEROMETRIA			
Tamaño de fuste Esclerometría	10		
ESCAMERS			
Tamaño de fuste Escamers	10		
ULTRASONIDO			
Tamaño de fuste Ultrasonido	10		
RECONOCIMIENTO ESTRUCTURAL			
GEOMETRIA ESTRUCTURAL (m²) JOBS		OBSERVACION	
		ESTRUCTURA	
ANTIGÜEDAD			
TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL			
TIPO DE USO			
TIPO DE CUBIERTA			
ORH-PI (Almora Extracción)			
P2-CUB (Almora Extracción)			
RETIPO DE PLACA			
ORH (TIPO)			
P2 (TIPO)			
CUB (TIPO)			
GEOTECNIA			
PERFORACIONES (m)			
PATOLOGIAS			
Si/No		Si/No	
GRUETAS		ASENTAMIENTOS	HUMEDADES CIMENTOS
EFLORESCENCIAS		DESPLAZO DE PUERTAS VENTANAS	HUMEDADES MUROS
CAPIA FUEGIAL		MUROS FORTIFICADOS	HUMEDADES CUBIERTAS
LOZAS CONTRAPISO DE ENRIELADAS		PRESENCIA DE GASES	SOBRE CARGAS ENTRENCHOS
NOTA:			

Fuente: formato propio



Figura 15: Escalera-andamio.



Fuente: Captura propia

Figura 16: Taladro de extracción de núcleos.



Fuente: Captura propia

Figura 17: Esclerómetro.



Fuente: Captura propia

Figura 18: Scanner de refuerzo



Fuente: Captura propia

Figura 19: Taladro de percusión.



Fuente: Captura propia

Figura 20: fotografía Ultrasonido NOVOTEST.



Fuente: Captura propia

6.7. Fase i: recopilación y análisis de información (actual)

La búsqueda, recopilación y análisis de información secundaria, deberá contemplar aspectos principales como: antecedentes de proyectos, estudios y normatividad, y en general todos aquellos aspectos que permitan tener un adecuado conocimiento del proyecto desde el punto de vista estructural, lo cual se deberá complementar con el reconocimiento visual de las zonas que hacen parte del proyecto, con el objetivo fundamental de realizar un diagnóstico preliminar.

6.7.1. Alcance

- ✓ Inventario e identificación de las estructuras existentes: Listado y localización de las estructuras que se encuentran dentro de la zona de influencia del proyecto,
- ✓ Listado de la información encontrada (memorias de cálculo, planos, estudios de rehabilitación o reforzamiento etc.) de las estructuras existentes,
- ✓ Análisis de vigencia, relevancia y utilidad de la información,
- ✓ Definición del alcance de la actualización, complementación y ajustes requeridos en las estructuras diseñadas y las nuevas que deben ser diseñadas de acuerdo a los requerimientos de las otras áreas como geometría, redes hidráulicas, urbanismo, etc.

6.8. Fase ii: factibilidad estructural

6.8.1. Alcance

- ✓ Informe de inspección visual. Se deben incluir todas las estructuras con sus respectivas fotografías, descripción, tipología, material y listado de daños.
- ✓ Recomendación de ensayos propuestos e intervenciones para estructuras existentes que se van a conservar.
- ✓ Listado de estructuras que requieren levantamiento topográfico detallado para su análisis en la etapa de estudios y diseños.
- ✓ Identificar, en lo posible, la fecha de construcción de las estructuras y recomendar su actualización de acuerdo con la norma sismo-resistente vigente.
- ✓ Listado de estructuras nuevas con su implantación y pre-dimensionamiento geométrico. Caracterización de los materiales.
- ✓ Análisis de alternativas para las estructuras principales justificando las ventajas y desventajas teniendo en cuenta variables como sistema estructural, material, geometría, proceso constructivo, estimación de costos.
- ✓ Planos generales de cada estructura en planta y alzado indicando ejes, longitudes, alturas, gálibos horizontales y verticales.

6.9. Fase iii: estudios y diseños de ingeniería de detalle

Para cada una de las estructuras existentes, se debe realizar el inventario, levantamiento topográfico e identificación de las patologías presentes, así como la identificación de la intervención que se debe realizar en cada una de ellas indicando si se deben conservar, recuperar, reforzar, o demoler y el procedimiento a seguir para su intervención y afectación con las obras construidas y por construir.

Para el caso de cada una de las estructuras nuevas identificadas en el proyecto se debe realizar el listado y la localización de las mismas, así como su dimensionamiento, la identificación de las características de los materiales, diseños de detalle, memorias de cálculos, despieces de los elementos y detalles de refuerzo entre otros, de igual manera se deben realizar los planos estructurales y la guía para la construcción y montaje.

6.9.1. Alcance

6.9.1.1 *Inventario y patología de estructuras existentes a conservar, recuperar, reforzar, modificar o demoler*

- ✓ Levantamiento de detalle de las estructuras: Registro de la toma de información en campo, de las dimensiones longitudinales y transversales definiendo el tipo de material de cada uno de los elementos de la estructura, el dimensionamiento geométrico e identificación de fisuras. Levantamiento detallado de fisuras y grietas de los diferentes elementos indicando su geometría, longitud, espesor y trayectoria documentándolo en forma gráfica. Levantamiento del refuerzo tanto a flexión como a cortante, determinando posición, diámetro, longitud y espaciamiento de las barras de refuerzo y recubrimientos de concreto.
- ✓ Informe de estudio de patologías de estructuras existentes: Informe de cada una de las estructuras identificando en cada una de ellas la descripción, tipología, material y listado de daños (si aplica), patologías presentadas, resultados de ensayos y pruebas realizadas, memorias y planos. Determinación del avance de frentes de carbonatación, nivel de ataques químicos y biológicos, resistencias de los concretos, calidad de aceros. Definición de la vida útil residual de la estructura. Informe provisto de esquemas estructurales y registros fotográficos. Comparación entre lo realmente construido y la información recopilada, elaborando planos detallados. Análisis de los defectos encontrados advirtiéndole la incidencia en el comportamiento de la estructura. Informe de estudio de evaluación estructural: Informe de cada una de las estructuras en el cual se debe presentar la evaluación de la capacidad estructural identificando en cada una de ellas las insuficiencias y las necesidades de tratamiento. Definición de los parámetros a ser incorporados en los modelos matemáticos en términos de geometrías de elementos, deformaciones de los mismos, resistencias de materiales; y parámetros para la verificación de los diferentes elementos y para los diseños de soluciones de reforzamiento, rehabilitación, reparación y mantenimiento. Viabilidad de la posibilidad de reforzar la estructura según el estado de conservación de la misma y los defectos constructivos encontrados.

6.9.2. Registro fotográfico estructuras existentes AV. Américas con AK. 68.

Figura 21: ID 1, Puente vehicular norte.



Fuente: Google Earth.

Figura 22: ID 2, Puente vehicular sur.



Fuente: Google Earth.

Figura 23: ID 3, Puente peatonal - Costado norte cruce Av-68.



Fuente: Google Earth.

Figura 24: ID 4, Puente peatonal acceso estación Pradera.



Fuente: Google Earth.

Figura 25: ID 5, Puente peatonal (Rampas) acceso estación Pradera



Fuente: Google Earth.

Figura 26: ID 6, Estación Pradera (4 estaciones).



Fuente: Google Earth.

Figura 27: ID 7, Puente peatonal costado Occidental.



Fuente: Google Earth.

7. MARCO REFERENCIAL

7.1. Marco legal:

Documentos de regulaciones locales:

1. Norma Colombiana de Diseño de Puentes. LRFD. CCP-14, INVIAS - Resolución 108 del 26 de enero de 2015.
2. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, Decreto 2525 del 13 de julio de 2010, por el cual se modifica el Decreto 926 de 2010 y se dictan otras disposiciones, Decreto 92 del 17 de enero de 2011, por el cual se modifica el Decreto 926 de 2010, Decreto 340 del 9 de julio de 2012, por el cual se modifica parcialmente el Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, Decreto 945 del 5 de junio de 2017, por el cual se modifica parcialmente el Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10.
3. Decreto Distrital 523 de 16 de diciembre de 2010 "Por la cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C.
4. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012. American Association of State Highway Bridges.
5. LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges de la AASHTO.
6. Decreto 279 del 09 de septiembre de 2003 "Por la cual se reglamentan los puentes peatonales en el Distrito Capital".
7. Cartilla para el puente peatonal prototipo para Bogotá, adoptada mediante resolución de la Dirección General del IDU No. 4892 del 25 de noviembre de 2009.
8. Cartilla de Estaciones Sencillas IDU.
9. Norma Técnica NP-005 "concretos y morteros" de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá
10. Norma Técnica NS-002 "criterios de diseño estructural" de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá
11. Norma Técnica NS-005 "juntas y sellos para juntas en estructuras de concreto" de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá
12. Norma Técnica NS-020 "desmonte, limpieza, demoliciones y traslado de estructuras" de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá
13. Norma Técnica NS-022 "Especificaciones técnicas para cruces de vías de Transmilenio" de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá
14. Norma Técnica NS-148 "Instrumentación geotécnica y estructural de proyectos de acueducto y alcantarillado" de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá

8. EVALUACION DE VULNERABILIDAD ELEMENTOS Y MATERIALES (NSR-10 /A.10.2)

Debido al posible buen estado mecánico de la masa de concreto este puente podrán ser revisadas bajo los parámetros normativos A.10.2/NSR-10.

Calidad del diseño y la construcción de la estructura original

La edificación no fue diseñada con una normativa sismorresistente actual, no cumple con los parámetros dados por la norma CCP-14. (malo)

FS=0.60

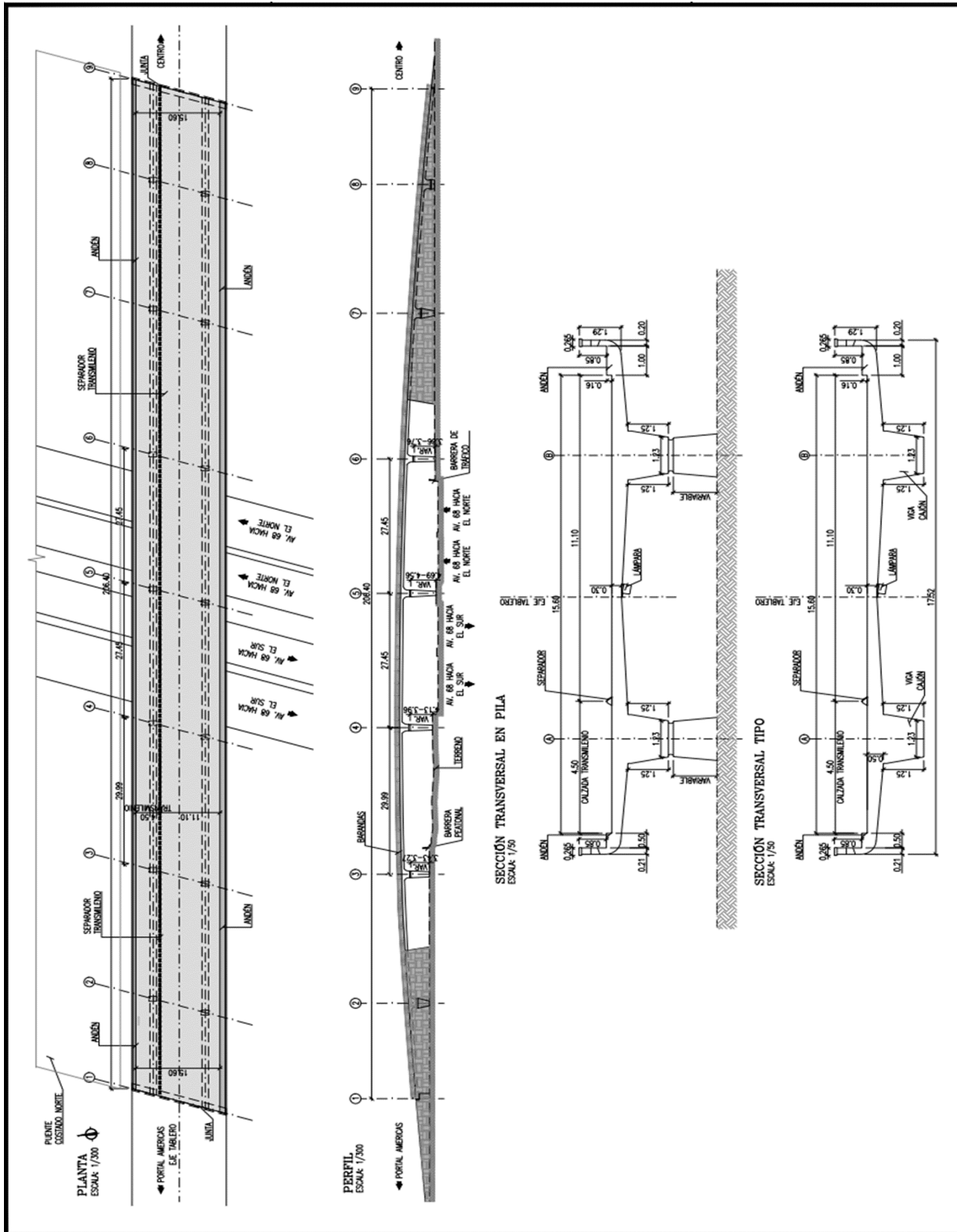
Estado de la Estructura

No se evidencian aceros sulfatados y/o concretos con presencia de material orgánica adheridos a la superficie del concreto, adicionalmente se evidencian elementos estructurales con el refuerzo estructural mínimo.

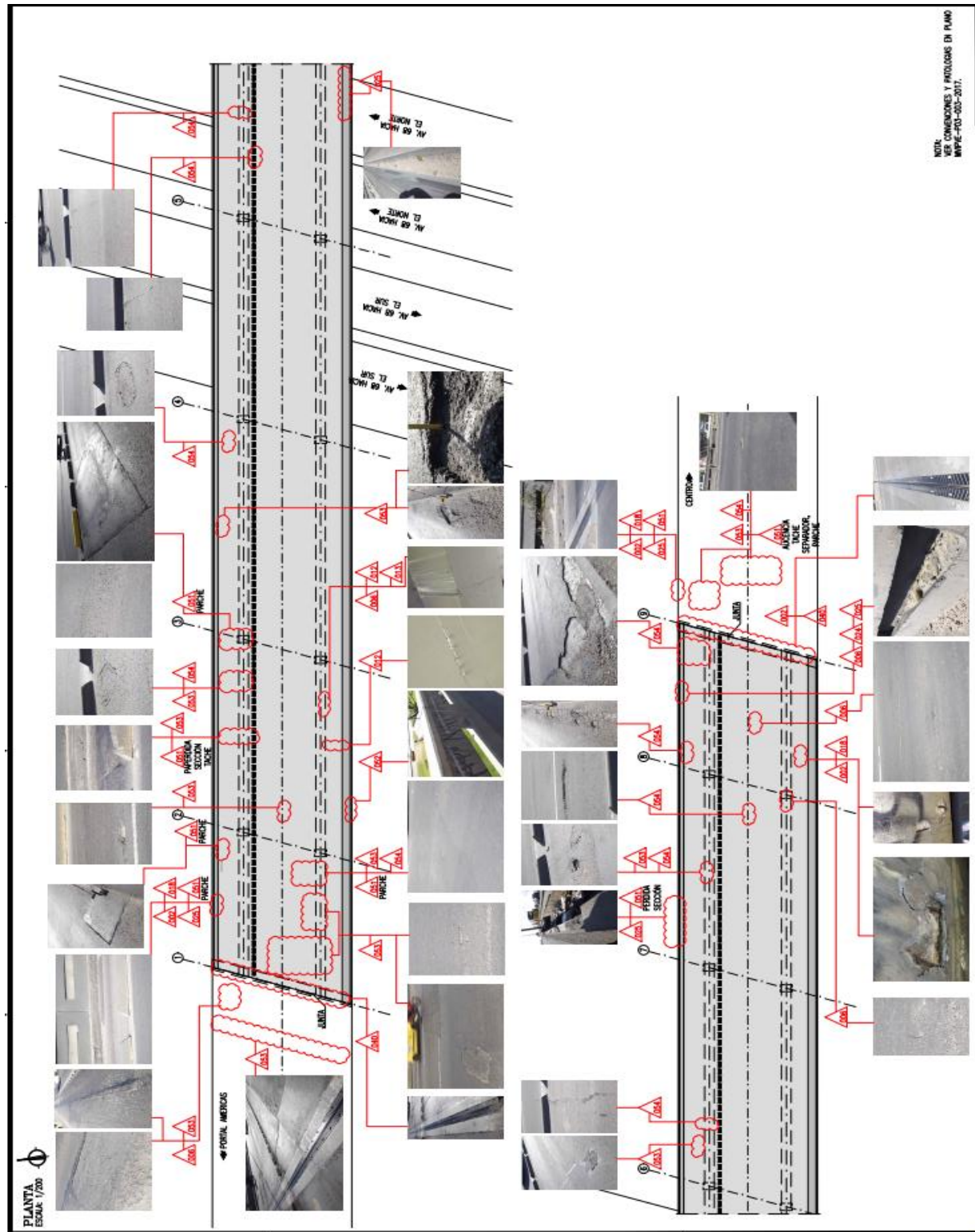
FS=0.90



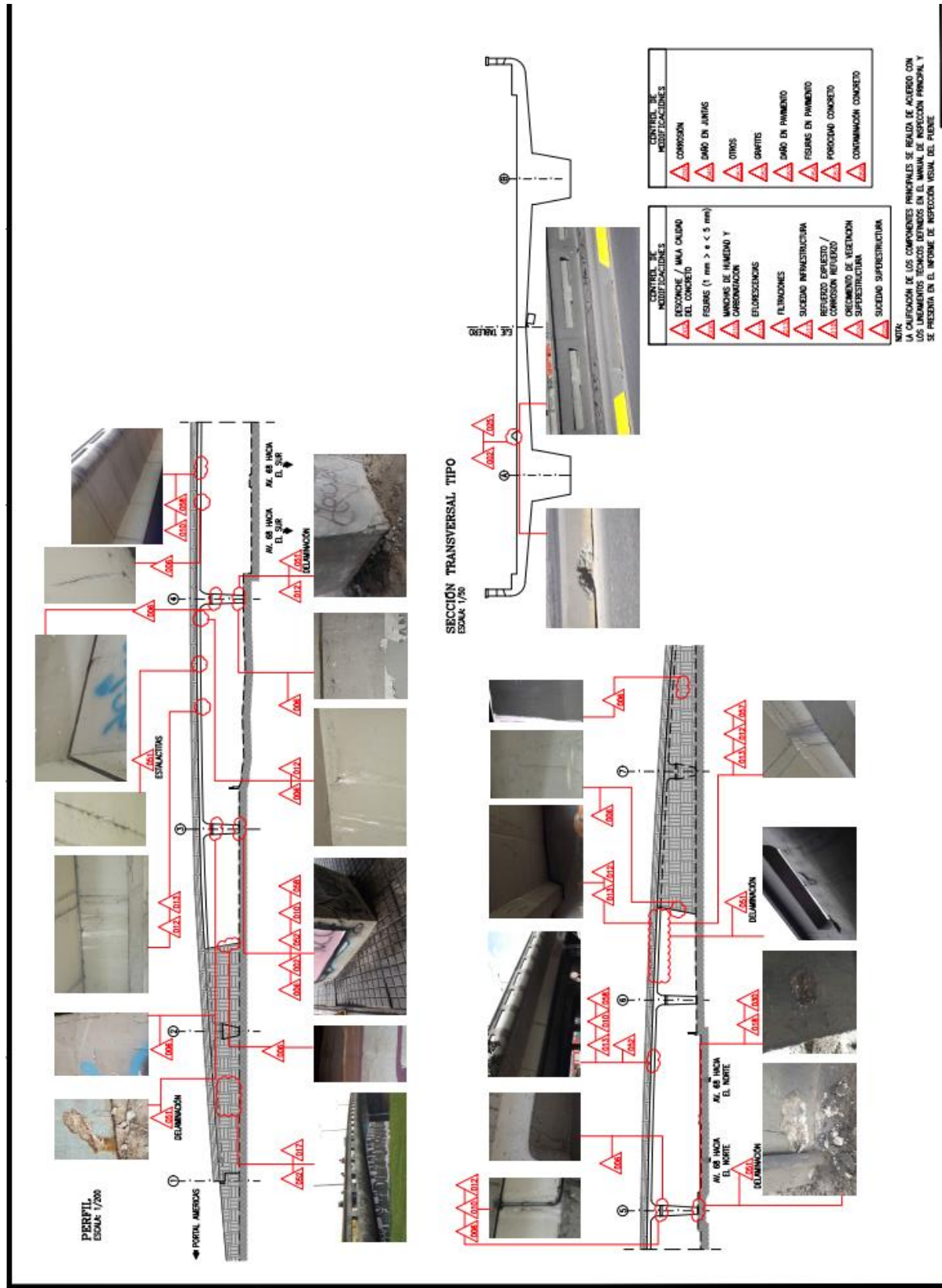
Planta – Perfil esquemático puente Av. 68 (Avenida del congreso eucarístico) con Av. Américas



Esquema en planta de afectaciones del puente Av. 68 (Avenida del congreso eucarístico) con Av. Américas



Esquema en planta de afectaciones del puente Av. 68 (Avenida del congreso eucarístico) con Av. Américas



9. AUCULTACIÓN DE LA ESTRUCTURA

9.1. Inspección de campo

De acuerdo con la inspección visual realizada a la estructura, se evidenció en términos generales que se encuentra en buen estado, por lo que no se observaron lesiones que sugieran que exista riesgo de colapso de alguno de los elementos que lo componen o que esté en riesgo el paso seguro tanto de vehículos como de peatones.

Respecto de reparaciones visibles durante la inspección se presentan inyecciones de tipo estructural en la superestructura. Estas inyecciones se observan en buen estado y no se visualizaron fisuras adicionales que estén por reparar, por lo que se concluye respecto de esta situación que las acciones causantes de las fisuras reparadas han sido controladas satisfactoriamente.

Se observaron localmente algunas lesiones que deben ser atendidas de tal manera que se garantice el buen estado de la totalidad de los elementos que componen el puente.

Se evidencia acumulación de humedades las cuales deben ser limpiadas ya que esta condición puede causar deterioro en la durabilidad de concreto y ocultar afectaciones que con el paso del tiempo puedan suceder y dificulte su visualización en las inspecciones rutinarias a la estructura.

También se evidenció en el costado nor-occidental que las barandas de concreto se encuentran impactadas por un vehículo en su nivel superior, por lo que se recomienda se realice el recalce de la zona afectada y se garantice la continuidad estructural entre las secciones originales y las nuevas.

En las columnas se ha evidenciado en general que se presenta el fenómeno de fisuración por retracción de fraguado, ya que las fisuras que se observan forman una retícula, lo que indica que son producto de deficientes constructivos, pero que no están relacionados con insuficiencias de carácter estructural. Por lo tanto, se recomienda se realice su reparación con productos y procedimientos especializados para ese propósito, que garanticen que se sellen estas fisuras y se evite el deterioro de estos elementos estructurales en cuanto a su durabilidad.

El puente no presenta signos de deterioro estructural ni fisuras que se puedan relacionar con sobre esfuerzos en los elementos tanto de la superestructura como de la subestructura, lo que sugiere un comportamiento adecuado tanto para las cargas de servicio como las de las cargas sísmicas a las cuales ha sido sometido desde que se realizó su construcción.

También se observó que, producto de un impacto en la viga exterior de una de las luces centrales, se ha desprendido el reforzamiento a cortante con fibras de carbono. Por lo tanto, se recomienda recomponer este sistema con el propósito de garantizar que esta actividad, desarrollada para

aumentar la capacidad del puente, se mantenga en las mismas condiciones que las demás vigas del puente

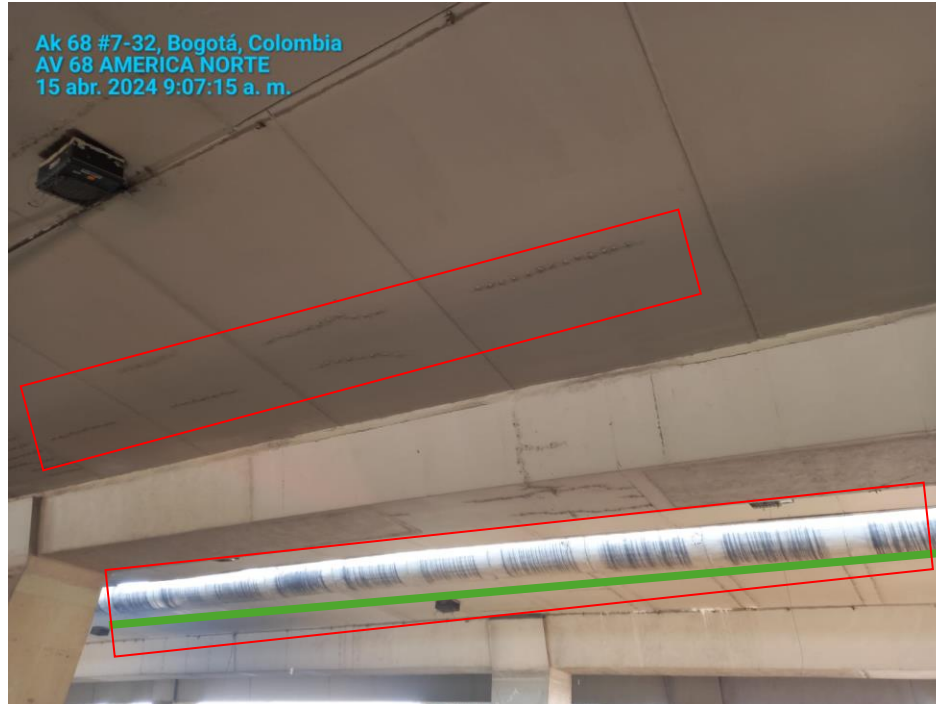
Se ha observado deterioro en el concreto de los muros de aproximación del costado sur oriental, provocado por fogatas en el interior y en las cercanías de la estructura. Este deterioro acelera los procesos de carbonatación y afecta la durabilidad del concreto. Por lo tanto, se recomienda reparar el concreto afectado y restringir el acceso al interior del puente a personal no autorizado que realice este tipo de actividades, las cuales disminuyen la durabilidad y resistencia de los elementos estructurales.

Figura 28: Inyección de fisuras



Fuente: Elaboración propia

Figura 29: Inyección de fisuras, manchones por escurrimiento de agua y Smoke



Fuente: Elaboración propia

Figura 30: Fisuras por retracción



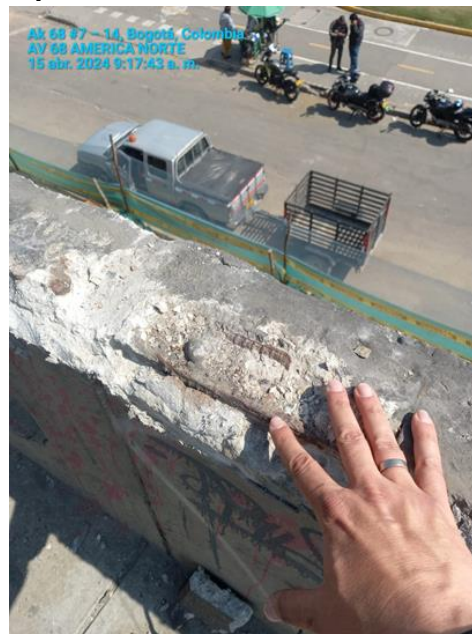
Fuente: Elaboración propia

Figura 31: Desprendimiento de corta goteras por impacto vial



Fuente: Elaboración propia

Figura 32: Exposición del acero de refuerzo en barandas



Fuente: Elaboración propia

Figura 33: Fogatas



Fuente: Elaboración propia

Figura 34: Pérdida de fibras de carbono



Fuente: Elaboración propia

9.2. Ultrasonido

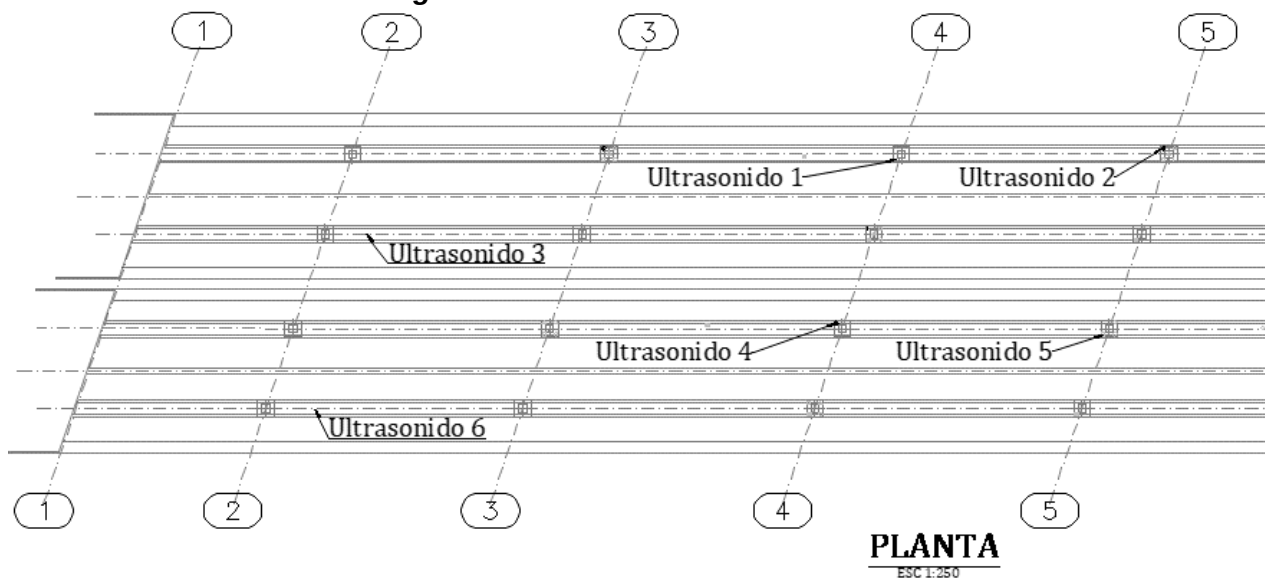
Figura 35: Escáner de refuerzo en Columna 4 – Eje 5, costado sur

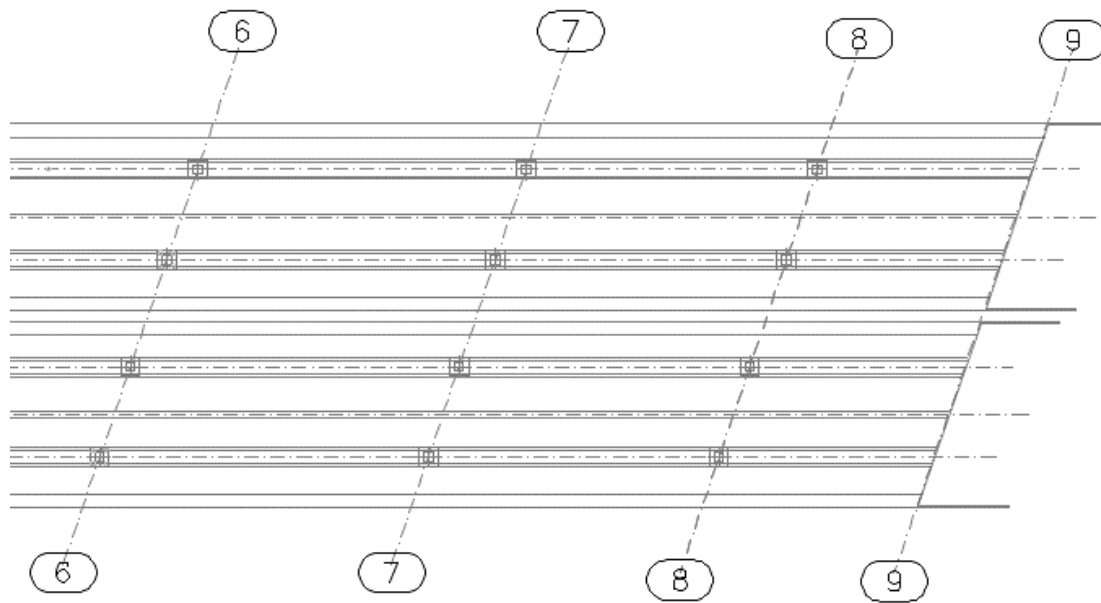


Fuente: Elaboración propia

En la fotografía anterior se puede visualizar la toma del ensayo de ultrasonido, el cual se realizó en 6 puntos diferentes.

Figura 36: Ubicación de ultrasonido





Fuente: Elaboración propia

Tabla 1: Ubicación de ultrasonido en la estructura

Ultrasonido #	Periodo (μ s)	Pulso (m/s)	Elemento
Ultrasonido 1	112.41	1032.11	COL 1 - EJE 4 COSTADO NORTE
Ultrasonido 2	115.47	1122	COL 1 - EJE 5 COSTADO NORTE
Ultrasonido 3	69.27	1893.67	VIGA COSTADO NORTE
Ultrasonido 4	103.91	1287.67	COL 3 - EJE 4 COSTADO SUR
Ultrasonido 5	116.68	1111	COL 3 - EJE 5 COSTADO NORTE
Ultrasonido 6	67.68	1888.11	VIGA 4 COSTADO SUR

Fuente: Elaboración propia

En la anterior tabla se puede apreciar la zona específica de la estructura, en la cual se llevaron a cabo los ensayos de ultrasonido.

9.3. Escáner de refuerzo

Figura 37: Escáner de refuerzo en Columna 4 – Eje 5, costado sur



Fuente: Elaboración propia

En la figura anterior se observa la toma del escáner de refuerzo.

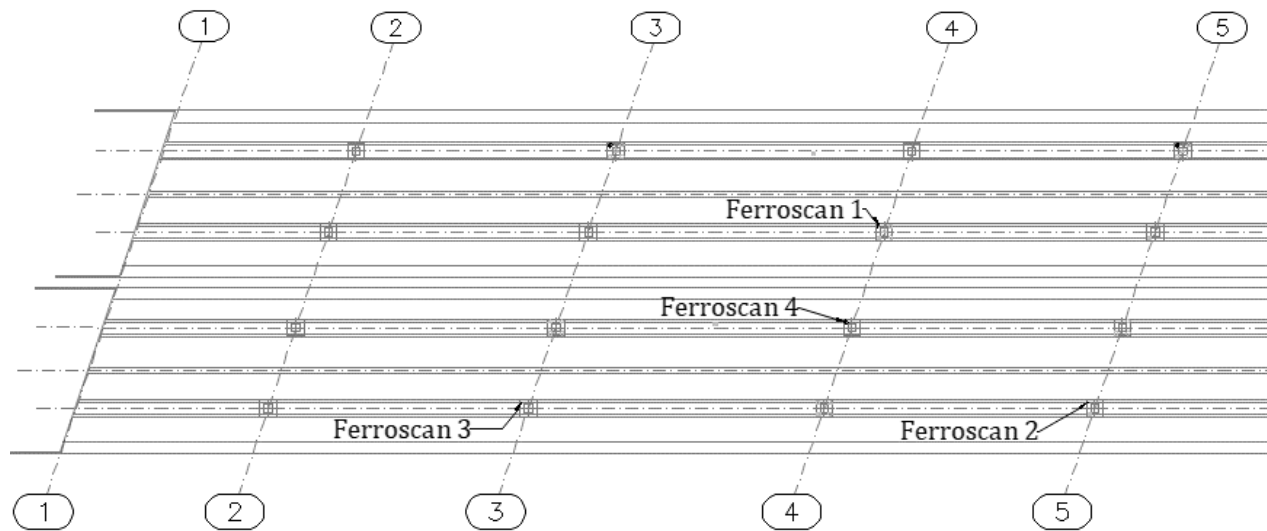
Este ensayo fue practicado en distintos elementos de la estructura con el propósito de reconocer la cantidad de refuerzo al interior de los diversos elementos estructurales, lo cual se resume a continuación:

Tabla 2. Datos generales del contrato interventoría

# Ferroskan	Localización	Refuerzo Transversal		Refuerzo Longitudinal		# Regata	Localización	Refuerzo Transversal		Refuerzo Longitudinal	
		Diámetro	Separación	Diámetro	Separación			Diámetro	Separación	Diámetro	Separación
1	COL 2 - EJE 4 COSTADO NORTE	5/8" - 6/8"	100	1"	150 - 200	1	No se realizo regata en este punto.				
2	COL 4 - EJE 5 COSTADO SUR	5/8" - 6/8"	100	1"	150 - 200	2	COL 4 - EJE 5 COSTADO SUR	1"	100	1"	100
3	COL 4 - EJE 3 COSTADO SUR	5/8" - 6/8"	100	1"	150 - 200	3	COL 4 - EJE 3 COSTADO SUR	1"	100	1"	100
4	COL 3 - EJE 4 COSTADO SUR	5/8" - 6/8"	100	1"	150 - 200	4	COL 3 - EJE 4 COSTADO SUR	1"	50	1"	100

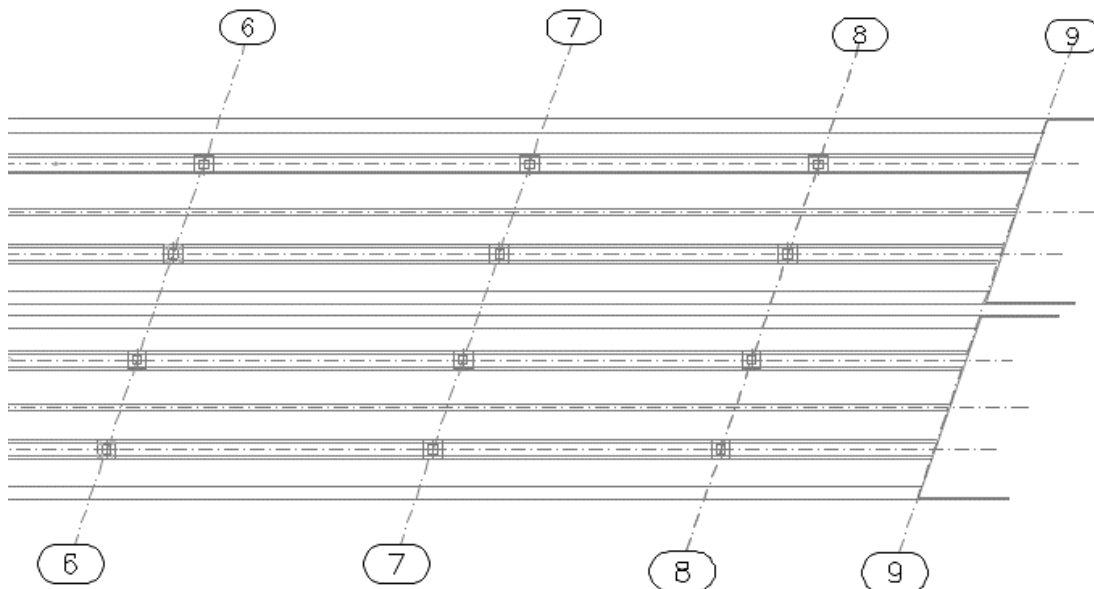
Fuente: Elaboración propia

Figura 38: Ubicación ferrosan



PLANTA

ESC 1:250



Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. Ubicación de ferroskan en la estructura

ESTRUCUTURA	FERROSCANES
COL 2 - Eje 4 Costado Norte	F 1
COL 4 - Eje 5 Costado Sur	F 2
COL 4 - Eje 3 Costado Sur	F 3
COL 3 - Eje 4 Costado Sur	F 4

Fuente: Elaboración propia

En la anterior tabla se puede apreciar la zona específica de la estructura, en la cual se realizaron las lecturas del escáner.

Figura 39: Ferroskan Columna 2 – Eje 4, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia

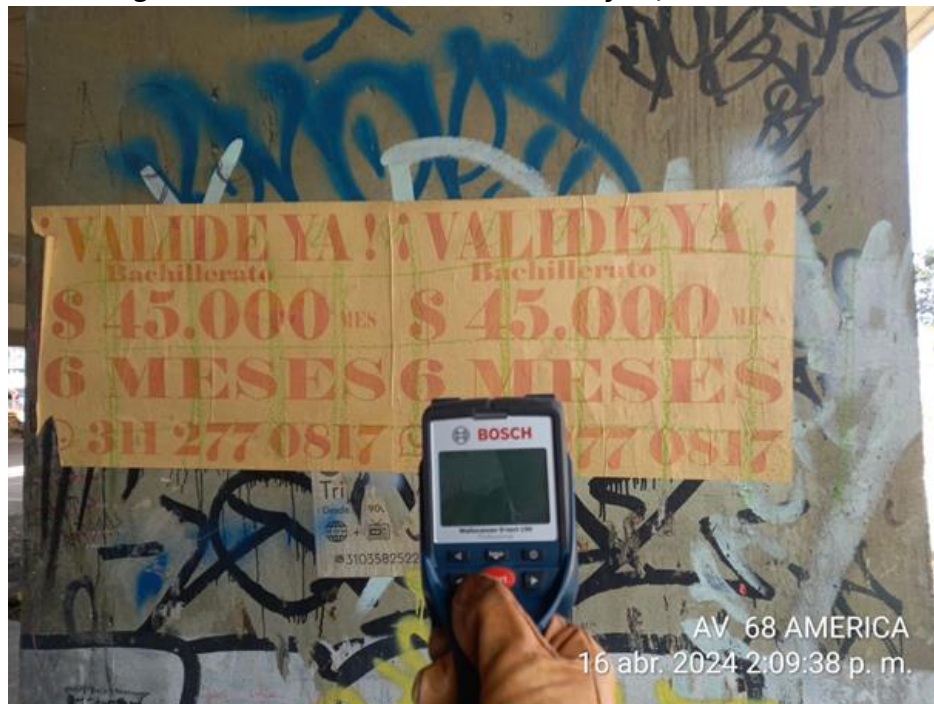


Figura 40: Ferroskan Columna 4 – Eje 5, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 41: Ferroskan Columna 4 – Eje 3, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 42: Ferroskan Columna 3 – Eje 4, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

9.4. Extracción de núcleos

Figura 43: Tamaño de muestras

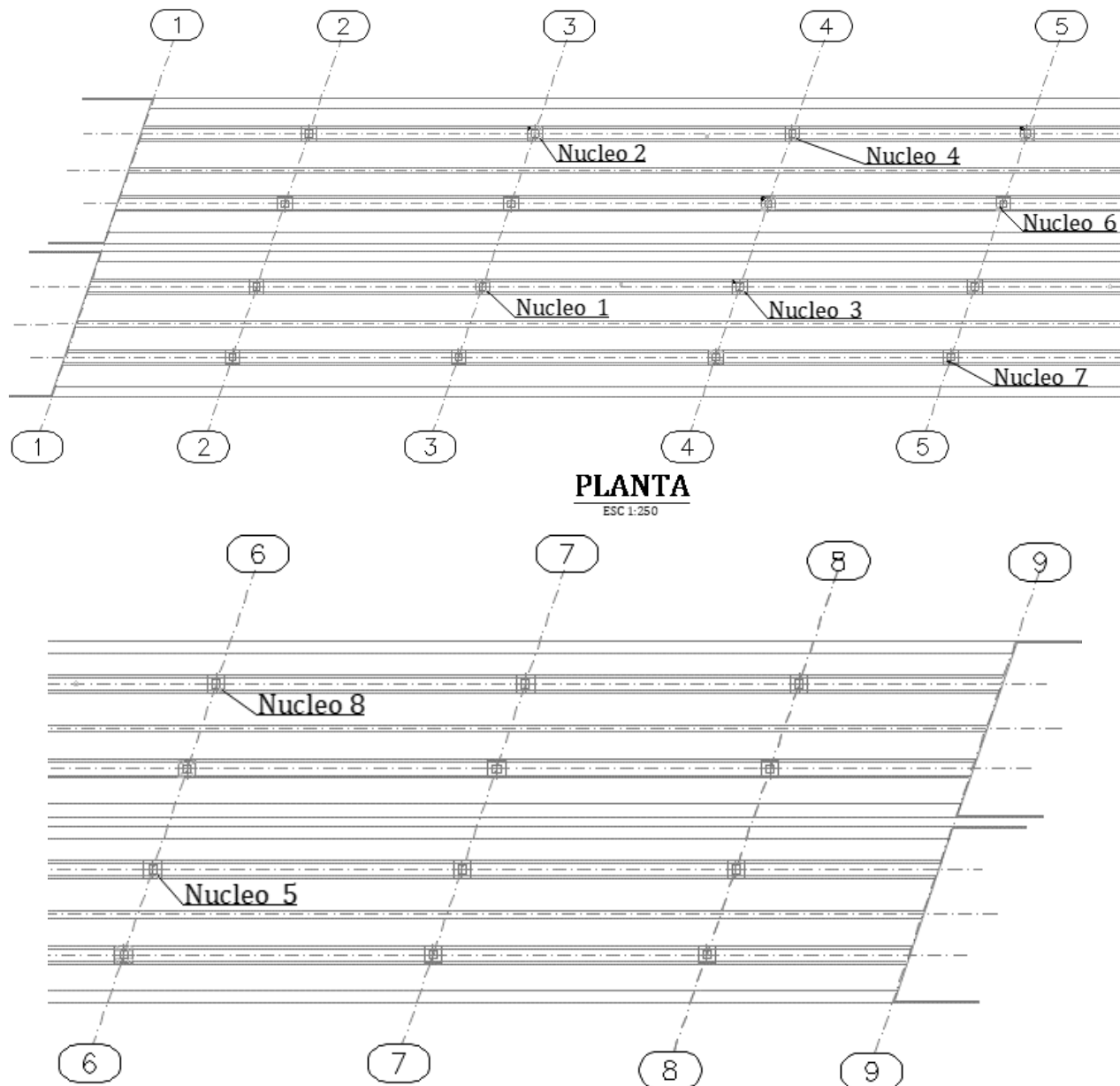
7.1 ESPECÍMENES DE ENSAYO

El diámetro de los especímenes de núcleos para la determinación de la resistencia a la compresión debe ser preferiblemente como tres veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso usado en el concreto y necesariamente debe ser como mínimo el doble del tamaño máximo nominal del agregado grueso en el núcleo. La altura del espécimen, cuando se refrenta, debe estar lo más cercana posible al doble del diámetro. Un espécimen de núcleo que tenga una altura máxima de menos del 95% de su diámetro antes del refrentado o una altura menor que su diámetro después del refrentado, no debe ser ensayado.

Fuente: NTC 3658



Figura 44: Ubicación de núcleos



Fuente: Elaboración propia



Tabla 4. Ubicación de núcleos en la estructura

Núcleo	Elemento
Núcleo 1	COL 4 - EJE 3 COSTADO SUR
Núcleo 2	COL 2 - EJE 3 COSTADO NORTE
Núcleo 3	ZAPATA PILA 3 - EJE 4 COSTADO SUR
Núcleo 4	ZAPATA PILA 1 - EJE 4 COSTADO NORTE
Núcleo 5	COL 3 - EJE 6 COSTADO SUR
Núcleo 6	COL 2 - EJE 5 COSTADO NORTE
Núcleo 7	COL 4 - EJE 5 COSTADO SUR
Núcleo 8	COL 1 - EJE 6 COSTADO NORTE

Fuente: Elaboración propia

En la tabla anterior se puede apreciar la zona específica de la estructura, en donde se llevó a cabo la extracción de los núcleos.



Figura 45: Núcleo Columna 4 – Eje 3, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 46: Núcleo Columna 2 – Eje 3, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia



Figura 47: Núcleo Zapata 3 – Eje 4, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 48: Núcleo Zapata 1 – Eje 4, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia



Figura 49: Núcleo Columna 3 – Eje 6, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 50: Núcleo Columna 2 – Eje 5, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia

Figura 51: Núcleo Columna 4 – Eje 5, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 52: Núcleo Columna 1 – Eje 6, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia

En las fotografías anteriores se puede visualizar la extracción de núcleos en la estructura, así mismo su fallo de resistencia a la compresión.



Así mismo, los núcleos extraídos fueron llevados a laboratorio en donde se le realizó el correspondiente ensayo a compresión, con lo que se obtuvieron los siguientes resultados:

OBRA: PUENTE AV 68
SECTOR: AV AMERICAS ENTRE 68 Y BOYACA
CLIENTE: AIC ASESORES Y CONSULTORES CIVILES ASOCIADOS S.A.S.
DATOS CLIENTE: proyectos@alconsultoria.com
FUENTE:

Ni: 104
O.T: 15 de abril de 2024
FECHA DE EXTRACCION: 18 de abril de 2024
FECHA DE ENSAYO:

UNIDAD	PESO(g)	DIMENSIONES (mm)			AREA	DENSIDAD
		DIAMETRO	ALTURA		(mm)2	Kg/m3
			SIN REFRENTADO	REFRENTADO		
1	417,6	49,84	98,81	98,81	1951	2166
2	425,8	49,80	97,87	97,87	1948	2234
3	397	49,80	96,65	96,65	1948	2083
4	428,3	49,80	97,68	97,68	1948	2275
5	412,7	49,84	100,68	100,68	1951	2169
6	408	49,82	97,89	97,89	1949	2077
7	480,9	49,82	89,30	89,30	1949	2520
8	394,4	49,91	96,15	96,15	1956	2266

UNIDAD	CONDICION	CORRECCION		CARGA	CARGA	RESISTENCIA	RESISTENCIA	TIPO DE	DIR
				(KN)	(N)	(psi)	(Mpa)	FALLA	CARGA
	HUMEDAD	RELACION A/D	FACTOR						
1	SECO	1.98	1.00	94.00	94000	6883	48,2	2	1
2	SECO	1.97	1.00	89.00	89000	6527	45,7	1	1
3	SECO	1.94	1.00	61.70	61700	4525	31,7	4	1
4	SECO	1.96	1.00	112.00	112000	8214	57,5	2	1
5	SECO	2.02	1.00	114.00	114000	8348	58,4	3	1
6	SECO	1.96	1.00	114.50	114500	8391	58,7	2	1
7	SECO	1.79	1.00	115.00	115000	8428	59.0	3	1
8	SECO	1.93	1.00	110.00	110000	8032	56.2	2	1

DIRECCION CARGA (descripción abajo)		condición de humedad	TAM NOMINAL AGREGADO	PRESISION DE MEDICION	TIPO DE FALLA (NTC 673)					
					1	2	3	4	5	6
										
1	2				CONOS	CONOS Y FISURAS	FISURAS	DIAGONAL	CABEZAL	PUNTAS

Teniendo en cuenta que todos los resultados de las muestras a compresión del concreto se pueden considerar como propias de un concreto reforzado, se realiza el procedimiento para determinar la resistencia.

Para el análisis de los resultados se realizarán bajo dos criterios el primero es con las disposiciones del ACI 214.4R-03 “Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results”; el cual cuenta con dos metodologías, el método de tolerancia el cual consiste en utilizar un factor de tolerancia que cuente con las incertidumbres tanto de la media muestral como de la desviación estándar causadas por tamaños de muestra más pequeños, y la metodología alternativa que surgió como respuesta a que el método de tolerancia es excesivamente conservador porque los ensayos a compresión en probetas cilíndricas tienden a sobreestimar la verdadera variabilidad de las resistencias in-situ. El segundo criterio es el dispuesto en la tabla 6A.5.2.1-41 del Manual De Evaluación De Puentes “The Manual for Bridge Evaluation (MBE)” de la AASHTO.

Teniendo en cuenta lo anterior, en el presente informe se presentarán los análisis realizados por la metodología alternativa de la ACI 214.4R-03 y AASHTO respectivamente.

9.4.1. Método Alternativo Dispuesto en el ACI 214.4R-03

Para obtener la resistencia de compresión equivalente ($f'_{c,eq}$) según el Método Alternativo dispuesto en el ACI 214.4R-03, se debe seguir la siguiente formulación:

Figura 53: ACI 214.4R-03 Ecuación 8-9

$$f'_{c,eq} = C(\bar{f}_c)_{CL}$$

Fuente: ACI 214.4R-03. Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. (2010).

Donde, en la ecuación anterior es el límite inferior de la resistencia media in-situ calculado en la figura 32 y suponiendo que las resistencias en sitio se distribuyen normalmente, el fractil de resistencia deseado del 10% se obtiene utilizando la constante C, la cual se presenta en la Tabla 8.

Tabla 5. Valores de constante C

Structure composed of:	One member	Many members
One batch of concrete	0.91	0.89
Many batches of concrete		
Cast-in-place	0.85	0.83
Precast	0.88	0.87

Fuente: Tabla 8.9 – ACI 214.4R-03. Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. (2003)

Figura 54: ACI 214.4R-03 Ecuación 8-9

$$(\bar{f}_c)_{CL} = \bar{f}_c - \sqrt{\frac{(Ts_c)^2}{n} + (Zs_a)^2}$$

Fuente: ACI 214.4R-03. Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. (2010).

Los factores Z y se T se presentan en la Tabla 9 y Tabla 10 respectivamente.

Tabla 6. Valores De Factor Z

Confidence level, %	Z
75	0.67
90	1.28
95	1.64

Fuente: Tabla 8.3 – ACI 214.4R-03. Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. (2003)

Tabla 7. Valores De Factor T

<i>n</i>	Confidence level		
	75%	90%	95%
3	0.82	1.89	2.92
4	0.76	1.64	2.35
5	0.74	1.53	2.13
6	0.73	1.48	2.02
8	0.71	1.41	1.90
10	0.70	1.38	1.83
12	0.70	1.36	1.80
15	0.69	1.34	1.76
18	0.69	1.33	1.74
21	0.69	1.33	1.72
24	0.69	1.32	1.71
30	0.68	1.32	1.70

Note: *n* = number of specimens tested.

Fuente: Tabla 8.4 – ACI 214.4R-03. Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. (2003)

9.4.2. Metodología del Manual De Evaluación De Puentes “The Manual for Bridge Evaluation (MBE)” de la AASHTO.

Para obtener la resistencia de compresión (f'_c) la AASHTO en el MBE propone la que Cuando se desconoce la resistencia a la compresión del concreto, f'_c , y el concreto está en condiciones satisfactorias, f'_c para los componentes de la superestructura del concreto armado puede tomarse como se indica en la Tabla 11 considerando la fecha de construcción.

Tabla 8. Mínima resistencia a la compresión por año de construcción en condiciones satisfactorias

Año de construcción	Resistencia a la compresión, f'_c (Ksi)	Resistencia a la compresión, f'_c (Mpa)
Antes de 1959	2.5	17.2
En 1959 y Despues	3	20.7

Fuente: The Manual for Bridge Evaluation (MBE). Tabla 6^a.5.2.1-41 – AASHTO. (2018)

Para elementos de concreto pretensado, las resistencias a la compresión que se muestran arriba pueden aumentar en un 25 por ciento. Cuando la calidad del concreto sea incierta, se deben tomar núcleos para realizar pruebas de propiedades mecánicas. Cuando las propiedades mecánicas se han establecido mediante pruebas, el valor nominal de resistencia generalmente se toma como la media de los valores de prueba menos 1,65 desviaciones estándar para proporcionar un límite de confianza del 95 por ciento. Los valores promedio de las pruebas no deben usarse para la evaluación, ver figura 34.

Figura 55: Resistencia A Compresión En Núcleos De Concreto, AASHTO – MEB

$$f'_{c,eq} = \bar{f}'_c - 1.65Sc$$

Fuente: *The Manual of Bridge Evaluation*. (2018).

A partir de lo anteriormente mencionado, se tienen los siguientes resultados de análisis de la compresión de núcleos de concreto.

Para el método alternativo ACI 214.4R-03:

Elemento	Ensayos de compresión							
f'c Núcleos (MPa)	48.20	45.70	31.70	57.50	58.40	58.70	59.00	56.20
diametro (mm)	49.84	49.80	49.80	49.80	49.84	49.82	49.82	49.91
Alto (mm) "L"	98.81	97.87	96.65	97.68	100.68	97.89	89.30	96.15

f _c	T	C	f _c CL	f'c eq
58.28	1.44	0.85	47.58	40.44

Se obtiene una resistencia de 40.44 MPa.

Para el método de la AASHTO:

Manual evaluación AASHTO	
1.65 S	f'c
15.89	36.04

Se obtiene una resistencia de 36.04 MPa

9.5. Esclerometrías

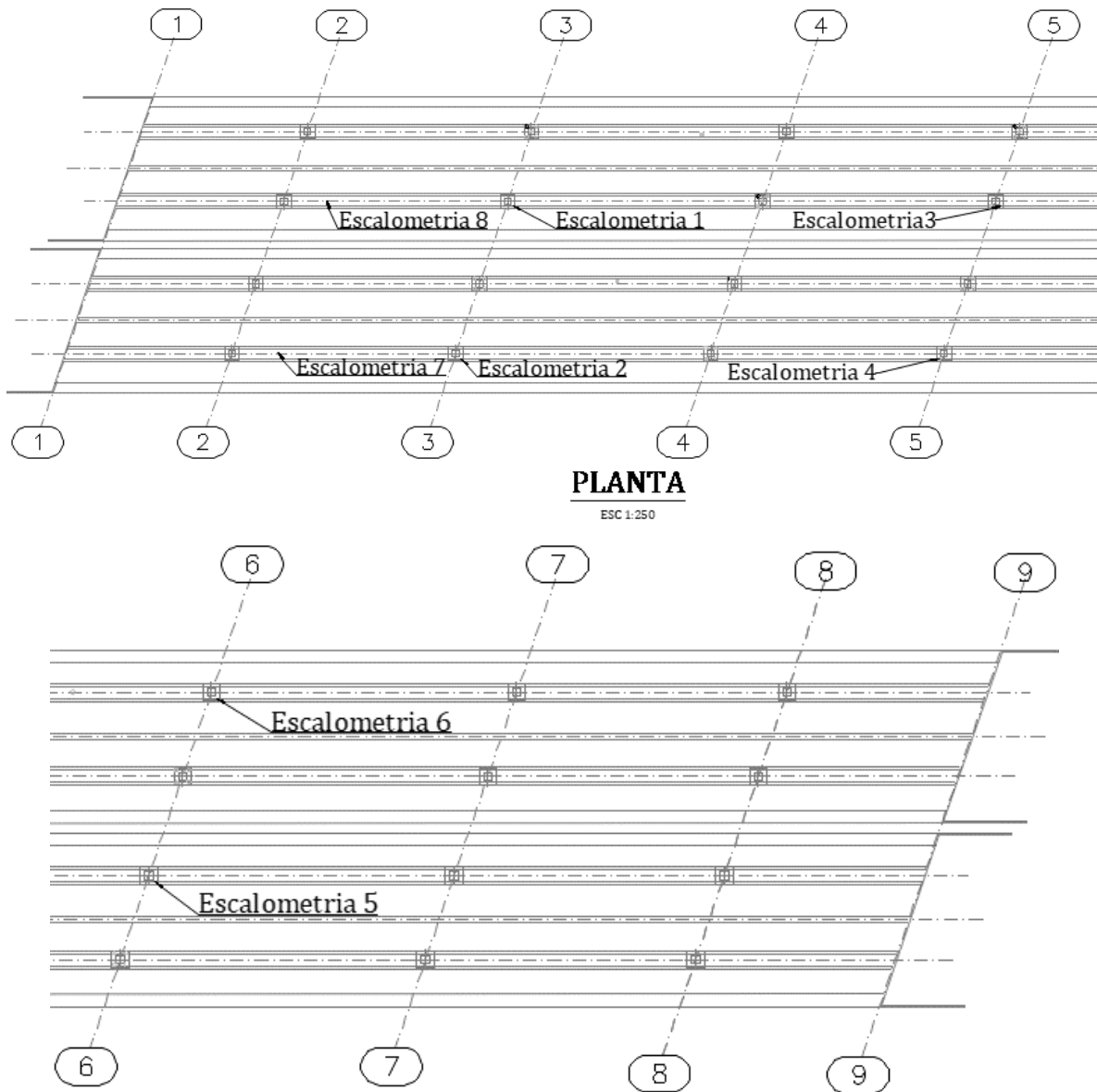
Figura 56: Esclerometría Columna 2 – Eje 3



Fuente: *Elaboración propia*

En la fotografía anterior se puede visualizar la toma del ensayo de esclerometría, las cuales se realizaron en 8 puntos.

Figura 57: Ubicación de esclerometrías



Fuente: Elaboración propia

Tabla 9. Ubicación de esclerometrías en la estructura

Esclerometrías	Elemento
Esclerometría 1	COL 2 - EJE 3
Esclerometría 2	COL 4 - EJE 3
Esclerometría 3	COL 2 - EJE 5
Esclerometría 4	COL 4 - EJE 5
Esclerometría 5	COL 1 - EJE 6
Esclerometría 6	COL 3 - EJE 6
Esclerometría 7	VIGA 4
Esclerometría 8	VIGA 2

Fuente: Elaboración propia

En la anterior tabla se puede apreciar la zona específica de la estructura, en la cual se llevaron a cabo los ensayos de las esclerometrías.



Tabla 10. Lecturas de esclerometrías

PRUEBA DE MARTILLO DE REBOTE O ESCLEROMETRIA														
LOCALIZACION	ANGULO DEL ENSAYO < α	LECTURA			Media general	Desviacion Estandar	RANGO MIN	RANGO MAX	LECTURA (CORREGIDO)			Media Corregida	Resistencia (Mpa)	Resistencia (Psi)
COL-2 EJE 3	0	48	46	46	44	4	40	48	0	46	46	43	48	6857
		41	50	38					41	0	0			
		39	48	42					0	0	42			
		44	42	48					44	42	0			
		42	46	41					42	46	41			
COL-4 EJE 3	0	44	42	44	45	4	41	49	44	42	44	45	52	7429
		46	40	50					46	0	0			
		46	44	44					46	44	44			
		46	54	48					46	0	48			
		48	46	36					48	46	0			
COL-2 EJE 5	0	40	50	44	44	4	40	48	40	0	44	43	48	6857
		44	53	46					44	0	46			
		42	42	40					42	42	40			
		40	44	42					40	44	42			
		39	46	44					0	46	44			
COL-4 EJE 5	0	36	42	40	44	5	39	50	0	42	40	44	50	7143
		38	46	45					0	46	45			
		43	56	48					43	0	48			
		42	44	46					42	44	46			
		42	44	54					42	44	0			
COL-1 EJE 6	0	40	52	42	43	4	39	48	40	0	42	42	46	6571
		45	40	38					45	40	0			
		48	44	52					0	44	0			
		42	40	44					42	40	44			
		40	42	40					40	42	40			
COL-3 EJE 6	0	42	43	44	43	3	40	46	42	43	44	42	46	6571
		42	36	47					42	0	0			
		43	39	46					43	0	0			
		40	46	46					40	0	0			
		42	41	42					42	41	42			
VGA-4	0	28	60	32	52	11	41	63	0	60	0	57	55	7857
		54	60	50					54	60	50			
		60	54	60					60	54	60			
		62	55	56					62	55	56			
		54	36	58					54	0	58			
VGA-2	0	58	62	58	58	4	54	62	58	0	58	59	55	7857
		61	58	50					61	58	0			
		56	48	60					56	0	60			
		58	58	61					58	58	61			
		62	56	60					0	56	60			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11. Lecturas de esclerómetro

Toma #	Lecturas															x	2 σ
1	48	46	46	41	50	38	39	48	42	44	42	48	42	46	41	44.1	7.3
2	44	42	44	46	40	50	46	44	44	46	54	48	48	46	36	45.2	8.4
3	40	50	44	44	53	46	42	42	40	40	44	42	39	46	44	43.7	7.7
4	36	42	40	38	46	45	43	56	48	42	44	46	42	44	54	44.4	10.6
5	40	52	42	45	40	38	48	44	52	42	40	44	40	42	40	43.3	8.7
6	42	43	44	42	36	47	43	39	46	40	46	46	42	41	42	42.6	5.9
7	28	60	32	54	60	50	60	54	60	62	55	56	54	36	58	51.9	21.8
8	58	62	58	61	58	50	56	48	60	58	58	61	62	56	60	57.7	8.1

Fuente: Elaboración propia

σ = Desviación estándar

x = Promedio aritmético



Tabla 12. Rango admisible

Toma #	Rango admisible		Rango lecturas	
	Max	Min	Max	Min
1	51.4	36.8	50	38
2	53.6	36.8	54	36
3	51.5	36.0	53	39
4	55.0	33.8	56	36
5	52.0	34.6	52	38
6	48.5	36.7	47	36
7	73.7	30.1	62	28
8	65.8	49.6	62	48

Fuente: Elaboración propia

En la tabla anterior, con los resultados de las lecturas se ha realizado un análisis estadístico básico en donde se calcula dos veces la desviación estándar de cada toma de datos, esto con el objetivo de revisar que todos los valores se encuentran en este rango.

En este caso particular se ha encontrado con este criterio de evaluación, se puede decir que los concretos en donde se realizaron los ensayos, cuentan con resistencias similares.

De igual manera, según los datos mostrados por el esclerómetro, para las 8 tomas se cuenta con una resistencia promedio de 50 MPa, de acuerdo con las curvas de calibración internas del instrumento.

Cabe aclarar que, las resistencias del concreto obtenidas mediante los esclerómetros, dependen de sus curvas de calibración, la dureza de la superficie del concreto, que se ha comprobado que se aumenta cuando hay presencia de carbonatación. Por lo anterior, es aconsejable que la resistencia del concreto adoptada en los análisis se base en los resultados de compresión de los núcleos de concreto.

9.6. Determinación de la profundidad de carbonatación

De igual manera, en el laboratorio a las 8 muestras de los núcleos, se les practicó la prueba de carbonatación. Producto de este ensayo tenemos los siguientes resultados:

Figura 58: Carbonatación Núcleo Columna 4 – Eje 3, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 59: Núcleo Columna 2 – Eje 3, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia

Figura 60: Carbonatación Núcleo Zapata 3 – Eje 4, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 61: Núcleo Zapata 1 – Eje 4, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia

Figura 62: Carbonatación Núcleo Columna 3 – Eje 6, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 63: Núcleo Columna 2 – Eje 5, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia

Figura 64: Carbonatación Núcleo Columna 4 – Eje 5, Costado Sur



Fuente: Elaboración propia

Figura 65: Núcleo Columna 1 – Eje 6, Costado Norte



Fuente: Elaboración propia

Esta prueba fue realizada en los núcleos de concreto que se extrajeron de los elementos estructurales, con el propósito de contar con la profundidad de carbonatación y compararla con el recubrimiento libre promedio al refuerzo encontrado en la estructura.

Una vez comparada la profundidad de carbonatación con el recubrimiento se puede establecer si el refuerzo se encuentra o no, protegido por el concreto contra la corrosión.

Tabla 13. Avance de carbonatación en núcleos

Núcleo	Avance (mm)	Elemento
Núcleo 1	14.52	COL 4 - EJE 3 COSTADO SUR
Núcleo 2	16.73	COL 2 - EJE 3 COSTADO NORTE
Núcleo 3	0	ZAPATA PILA 3 - EJE 4 COSTADO SUR
Núcleo 4	15.22	ZAPATA PILA 1 - EJE 4 COSTADO NORTE
Núcleo 5	13.74	COL 3 - EJE 6 COSTADO SUR
Núcleo 6	0	COL 2 - EJE 5 COSTADO NORTE
Núcleo 7	0	COL 4 - EJE 5 COSTADO SUR
Núcleo 8	25.89	COL 1 - EJE 6 COSTADO NORTE

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede determinar que actualmente se presenta un avance por carbonatación en ciertos núcleos (Ver tabla 16) y en los demás núcleos de concreto no se evidencia avance por carbonatación, por lo que, las muestras indican que se encuentran con un frente de carbonatación bueno ya que su recubrimiento es de 10 cm.

Por otro lado, y siguiendo las metodologías aceptadas para el cálculo de vida útil de una estructura, se procede a continuación a calcular los hitos en el tiempo de avance de la carbonatación, tenemos:

$$XCO_2 = KCO_2 \times \sqrt{t}$$

Donde:

XCO_2 = *Espesor carbonatado*

KCO_2 = *Constante de carbonatación*

t = *Tiempo*

Con la anterior formulación y basándonos en que la estructura en el año 2017 tuvo un aumento de sección en sus columnas, tenemos que las muestras de concreto extraídas tienen aproximadamente 7 años de construida, por lo que calculamos la constante de carbonatación:

$$KCO_2 = XCO_2 / \sqrt{t}$$

Tenemos que se tiene una constante de 6.51 mm/año.

Ahora con la constante, calculamos el tiempo en el cual el frente de carbonatación alcanzó el recubrimiento libre promedio encontrado en la estructura:

$$t = (XCO_2 / KCO_2)^2$$

Tenemos, de acuerdo con la formulación anterior, tenemos que a los 236 años el concreto dejará de proteger el refuerzo.

9.7. Regatas

Las características del acero de refuerzo principal se determinaron mediante regatas en ambos costados del puente. Se realizaron retirando todo el recubrimiento en sitios específicos de cada elemento. Con el retiro de esta fracción de concreto se prevé cubrir tantas filas de acero como sea posible encontrar.

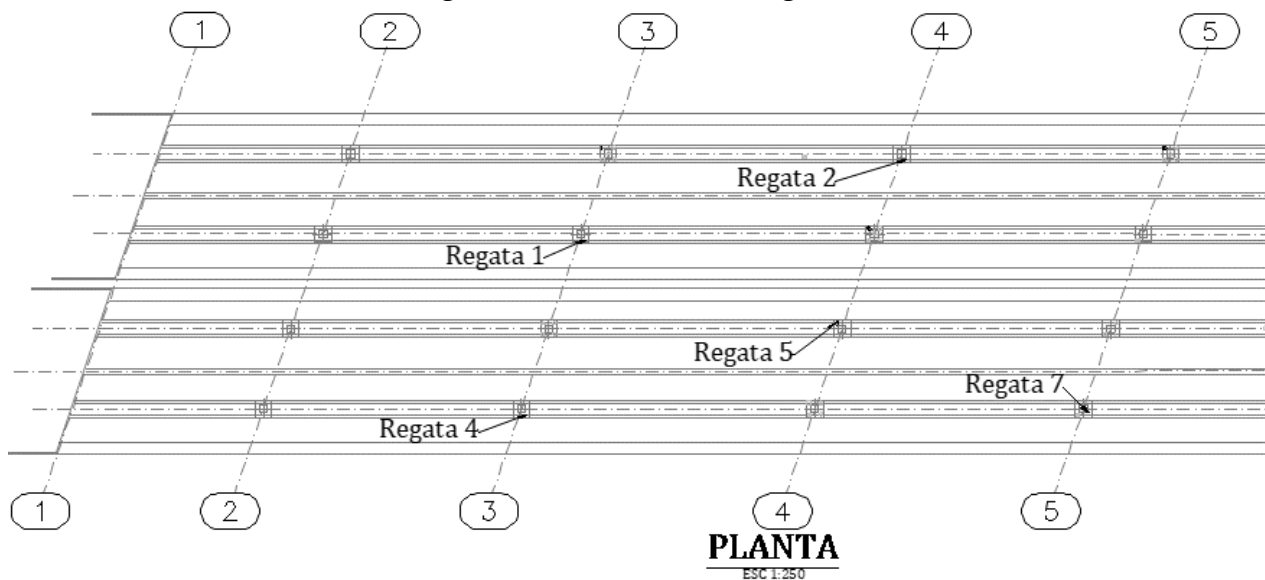
El uso del “ferroscan” tiene asociado cierto grado de incertidumbre que aumenta con la profundidad del acero, su separación y otras interferencias que pueden arrojar incongruencias en las lecturas, por esta razón el uso de esta herramienta es limitada y en algunos casos se hace imprescindible la realización de ensayos de algún nivel de impacto en la estructura, como las regatas.

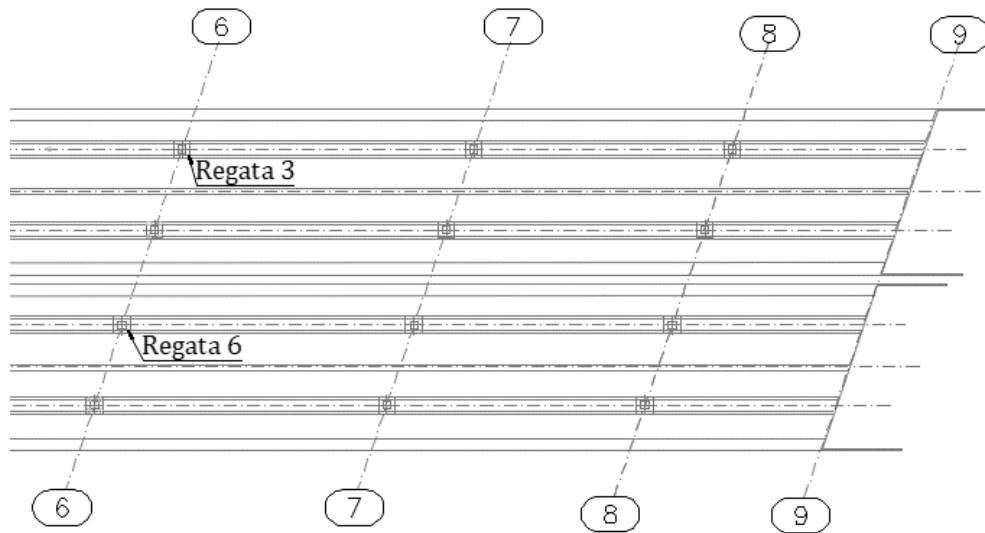
Tabla 14. Acero de refuerzo

# Regata	Localización	Refuerzo Transversal		Refuerzo Longitudinal	
		Diámetro	Separación	Diámetro	Separación
1	COL 2 - EJE 3 COSTADO NORTE	1"	100	1"	100
2	COL 1 - EJE 4 COSTADO NORTE	1"	100	1"	100
3	COL 1 - EJE 6 COSTADO NORTE	1"	100	1"	100
4	COL 4 - EJE 3 COSTADO SUR	1"	100	1"	100
5	COL 3 - EJE 4 COSTADO SUR	1"	50	1"	100
6	COL 3 - EJE 6 COSTADO SUR	1"	100	1"	100
7	COL 4 - EJE 5 COSTADO SUR	1"	100	1"	100

Fuente: Elaboración propia

Figura 66: Ubicación de regatas





Fuente: Elaboración propia

Tabla 15. Ubicación de regatas en la estructura

Regatas	Elemento
Regata 1	COL 2 - EJE 3 COSTADO NORTE
Regata 2	COL 1 - EJE 4 COSTADO NORTE
Regata 3	COL 1 - EJE 6 COSTADO NORTE
Regata 4	COL 4 - EJE 3 COSTADO SUR
Regata 5	COL 3 - EJE 4 COSTADO SUR
Regata 6	COL 3 - EJE 6 COSTADO SUR
Regata 7	COL 4 - EJE 5 COSTADO SUR

Fuente: Elaboración propia

10. REVISIÓN ESFUERZO DE SUPERESTRUCTURA

En este informe se incluye la revisión de los elementos estructurales de la superestructura y no de la subestructura, en función de que según las recomendaciones del manual de evaluación de puentes existentes de la AASHTO, solo es necesario investigar la capacidad de la subestructura en los casos donde se evidencie que la estabilidad del puente en general depende de la subestructura, por lo que se descartó esta revisión ya que de acuerdo con la inspección realizada, no se evidencian signos de deterioro que indiquen que exista riesgo de colapso.

Asimismo, no se analiza la subestructura debido a que las cargas que afectan mayormente a estos elementos son las fuerzas sísmicas. Según la norma de diseño de puentes CCP-14, es probable que la subestructura no cumpla con la capacidad requerida para un puente nuevo, lo que implicaría un diseño de refuerzo para las cargas sísmicas que no está dentro del alcance del proyecto actual. Además, para diseñar un refuerzo de la subestructura, es necesario contar con las características de la cimentación tal como fue construida, los módulos de reacción del suelo y el espectro de diseño, información de la cual no se dispone actualmente.

Para la superestructura, con base en la información de los tensionamientos y los análisis realizados en el modelo matemático se hacen las revisiones de esfuerzos tanto en las fibras extremas del tablero superior y del tablero inferior.

En el Manual de evaluación de puentes existentes de la AASHTO, en el numeral 6B.5.3.3 se definen los parámetros de revisión de esfuerzos de los elementos postensados de los puentes, de tal manera que para cada estado de esfuerzos se plantean los factores de clasificación que deben cumplirse, los cuales son los siguientes:



Figura 67: Ecuaciones de la calificación

Rating Equations

Inventory Rating

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_s)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_s)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_s)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^* - (F_d + F_p + F_s)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

$$RF = \frac{\phi R_n - (1.3D + S)}{2.17L(1 + I)} \text{ Flexural and Shear Strength}$$

where:

RF = Rating factor

f'_c = Concrete compressive strength

$6\sqrt{f'_c}$ = Allowable concrete tensile strength. A factor of $3\sqrt{f'_c}$ may be applicable, or this allowable stress may be zero, as provided by Article 9.15 of the AASHTO Standard Specifications.

F_d = Unfactored dead load stress

F_p = Unfactored stress due to prestress force after all losses

F_s = Unfactored stress due to secondary prestress forces

F_1 = Unfactored live load stress including impact



ϕR_n	=	Nominal strength of section satisfying the ductility limitations of Article 9.18 and Article 9.20 of the AASHTO Standard Specifications. Both moment, ϕM_n , and shear, ϕV_n , should be evaluated.
D	=	Unfactored dead load moment or shear
S	=	Unfactored prestress secondary moment or shear
L	=	Unfactored live load moment or shear
f_y^*	=	Prestressing steel yield stress
I	=	Impact factor

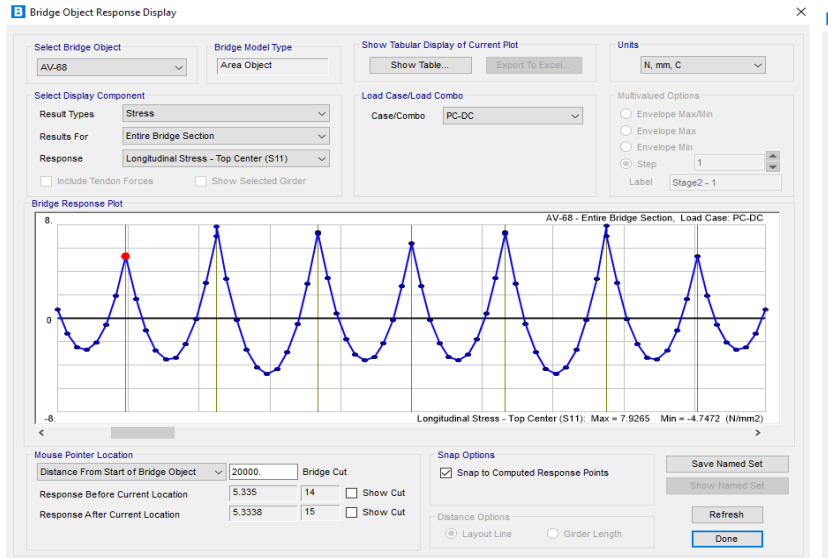
Fuente: Manual de evaluación de puentes existentes de la AASHTO (MBE)

10.1. Puente costado sur – Luz 1

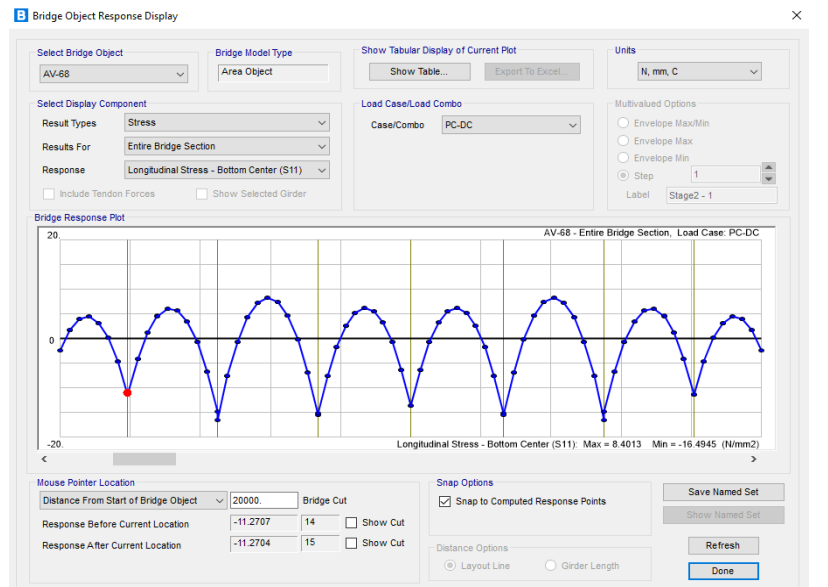
10.1.1. Esfuerzos Viga en el Apoyo

PC-DC

TOP CENTER



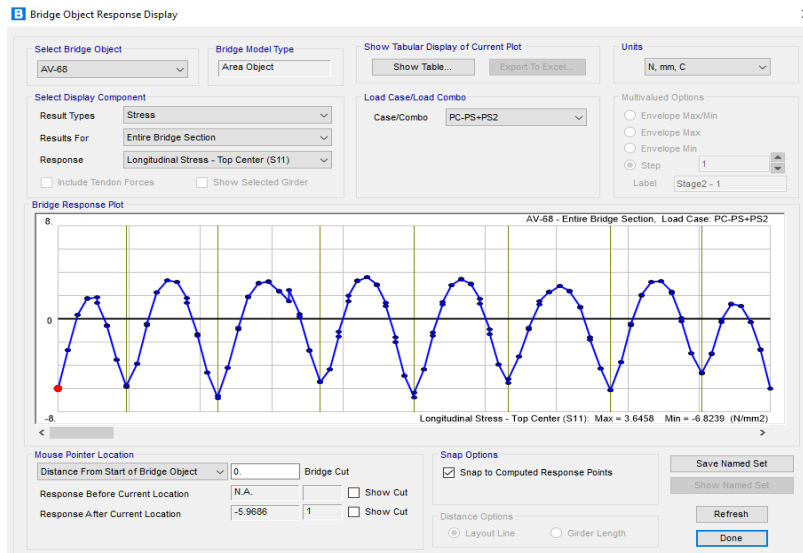
BOTTOM CENTER



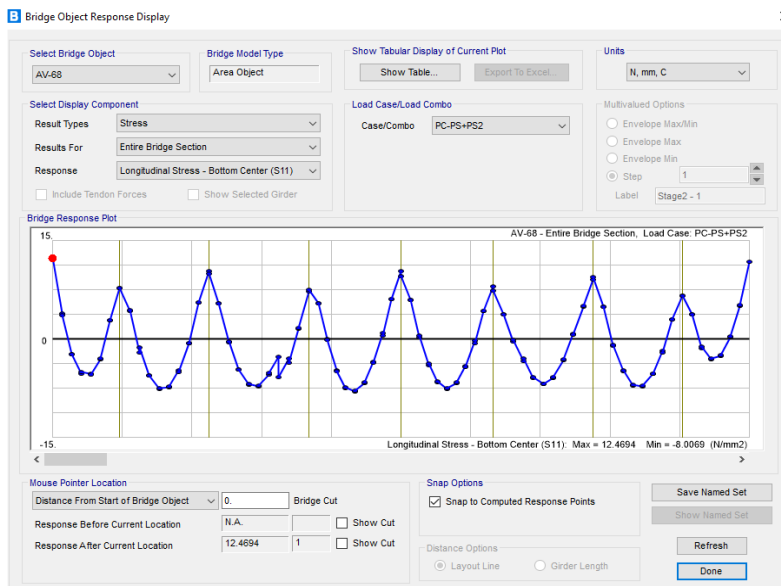


PS-1+PS-2

TOP CENTER



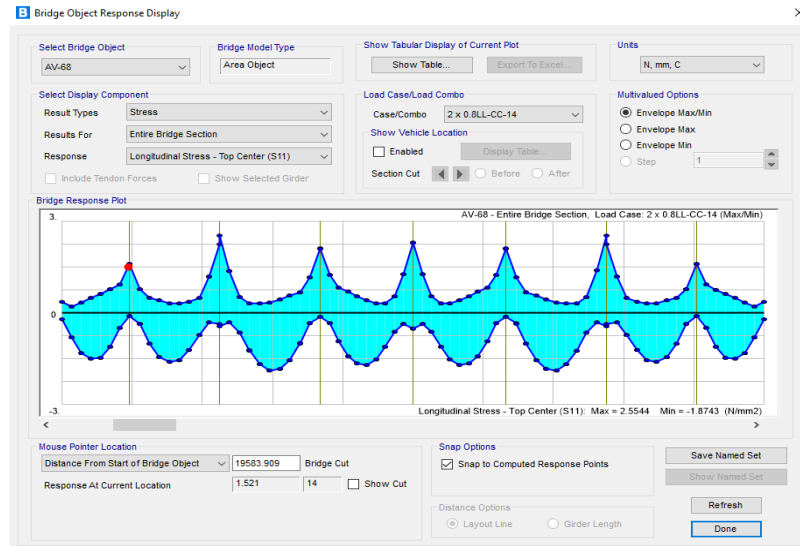
BOTTON CENTER



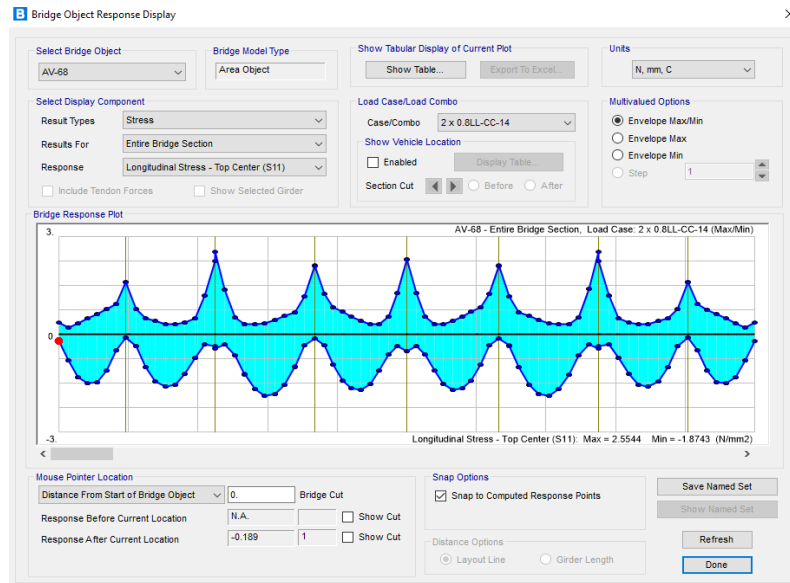


2 LL

TOP CENTER

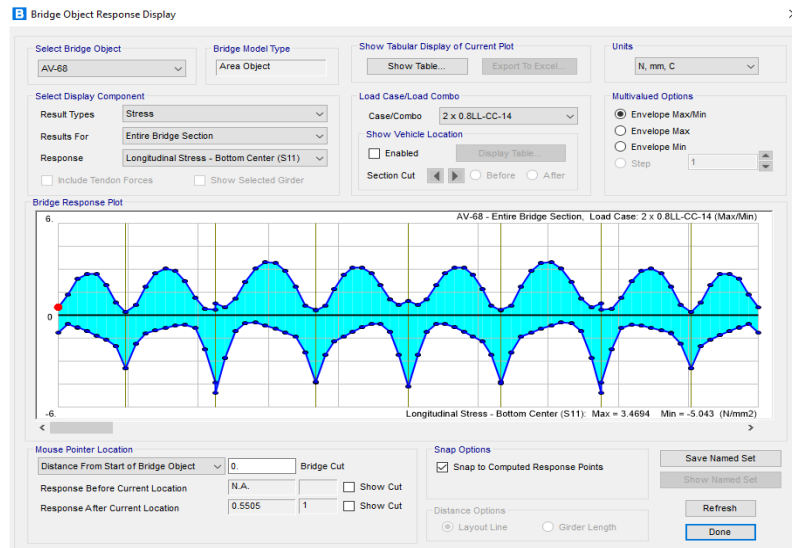


TOP CENTER

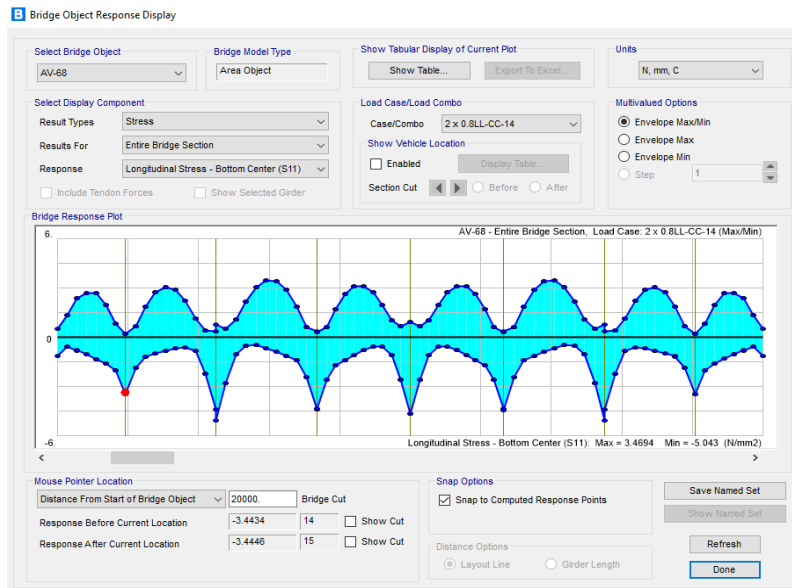


2 LL

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER

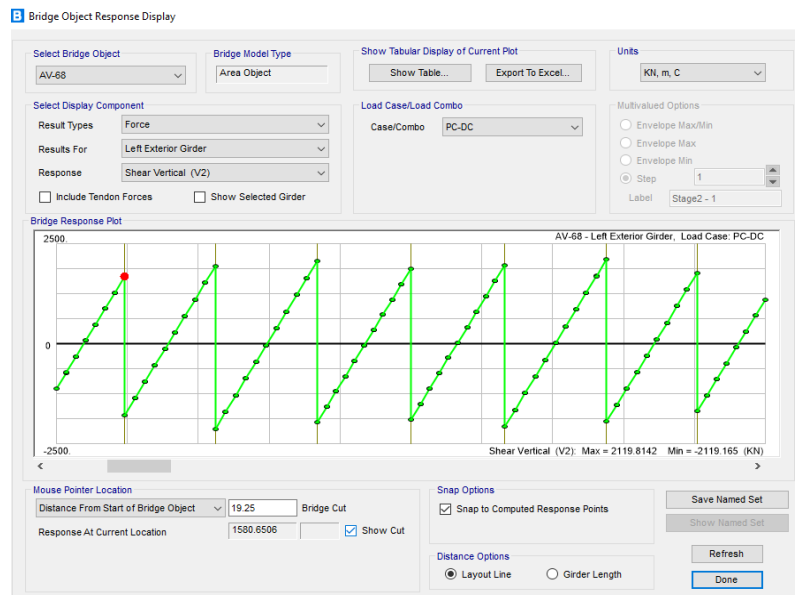




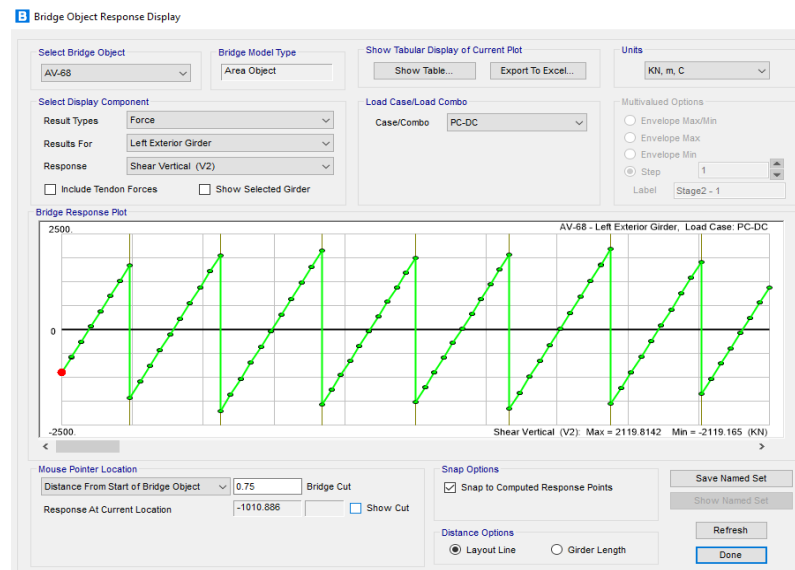
10.1.2. Cortante Viga en el Apoyo

PC-DC

MAX



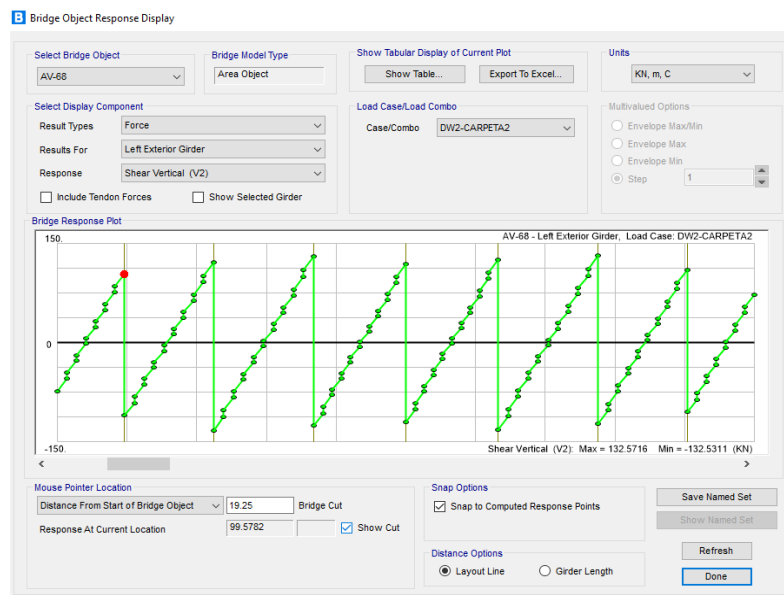
MIN



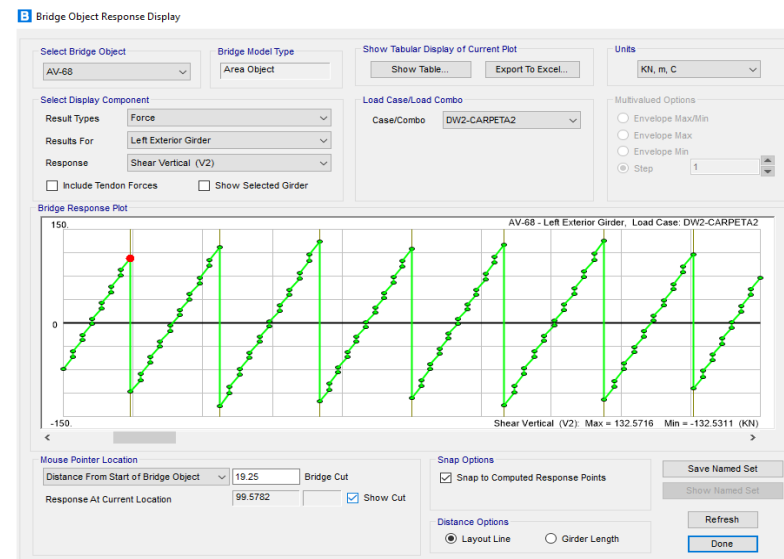


PC-DW

MAX



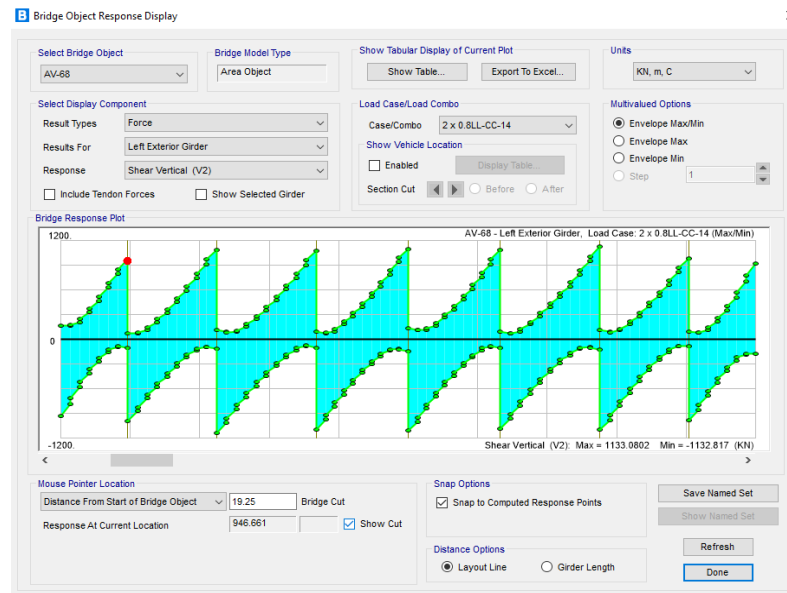
MIN



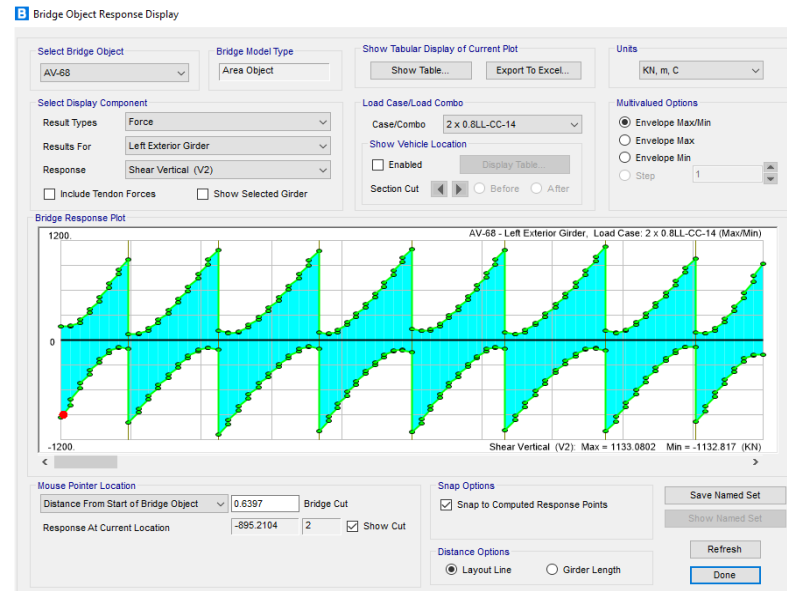


2 LL

MAX



MIN





REVISION FACTORES DE CLASIFICACION VIGAS PRE-ESFORZADAS - LUZ 1

SECCION TRANSVERSAL VIGA

bw (mm)= 1800 mm
h_{total} (mm)= 1400 mm
d's (mm)= 50 mm
ds (mm)= 1350 mm

FACTOR MINORACION ESFUERZOS

6.A.4.2.3-1 $\Phi_c = 1$
6.A.4.2.4-1 $\Phi_s = 1$
 $\Phi = 1$

CALCULO RESISTENCIA A CORTE SECCION VIGA

V_c= 2440.4 Kn
A_v= 568.0 Kn
sep= 200.0 Kn
V_s= 1610.3 Kn

$\phi V_{n1} = 4050.6$ Kn
 $\phi V_{n2} = 22234.5$ Kn
 $\phi V_n = 4995.6$ Kn

CARACTERISTICAS CABLES PRE-ESFUERZO

f_y= 420 Mpa
f_y= 1640 Mpa
A_{s Toron}= 560 mm²

CARACTERISTICAS CONCRETO

f_c'= 36.6 Mpa
6 (f_c')^{0.5}= 36 Mpa
0.60 f_c'= 22 Mpa
0.40 f_c'= 15 Mpa

FUERZA CABLES -PERDIDAS TOTALES (Ton)

# cable	VG _{INT}
I-2I	238.917
I-3I	235.186
I-4I	235.114
I-5I	235.144
I-1.2I	262.677

VIGA APOYO - ESFUERZOS INTERNOS (2 X 0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ _T (Mpa)	5.335	0
	σ _c (Mpa)	0	-11.27
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ _T (Mpa)	0	12.46
	σ _c (Mpa)	-5.96	0
2 LL		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ _T (Mpa)	1.62	0.55
	σ _c (Mpa)	-0.18	-3.44

VIGA APOYO - FUERZA INTERNAS (2 X LL)			
PC-DC		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-1010.88	1580.65
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
PC-DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-68.12	99.57
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
2 LL		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-895.21	946.66
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	NA



REVISION INDICE DE ESTADO DE ESFUERZOS

VG- EXTERIOR

TOP	BOTTON
19.1	43.3
Ok	Ok
TOP	BOTTON
88.9	18.7
Ok	Ok
TOP	BOTTON
64.8	2.6
Ok	Ok
PRE-ESFUERZO	
2362.8	
Ok	

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^* - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

REVISION INDICE DE ESTADO DE FUERZAS

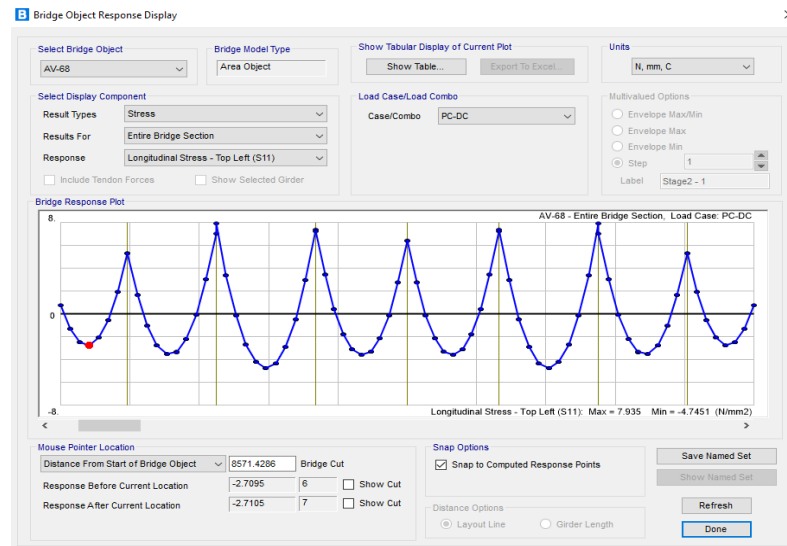
CORTANTE
1.4
Ok
FLEXION
0.0
NA

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$

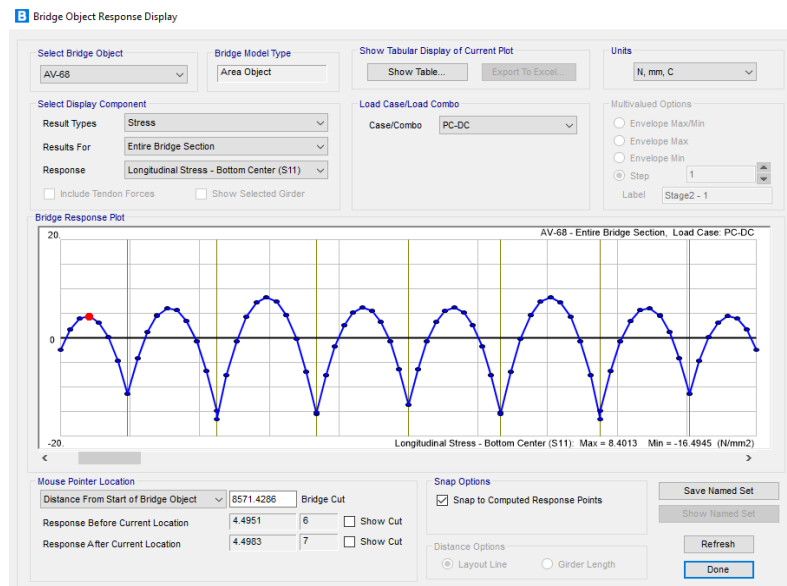
10.1.3. Esfuerzos Viga en el Centro de Luz

PC-DC

TOP CENTER



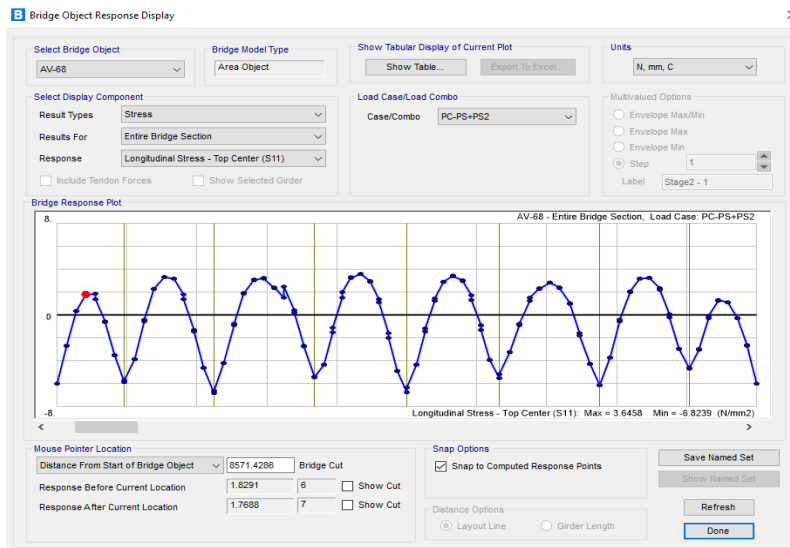
BOTTON CENTER



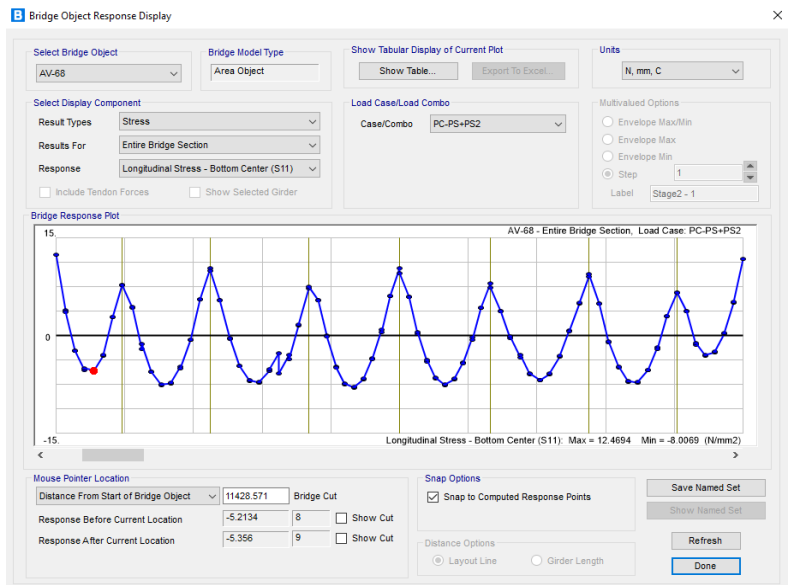


PS-1+PS-2

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

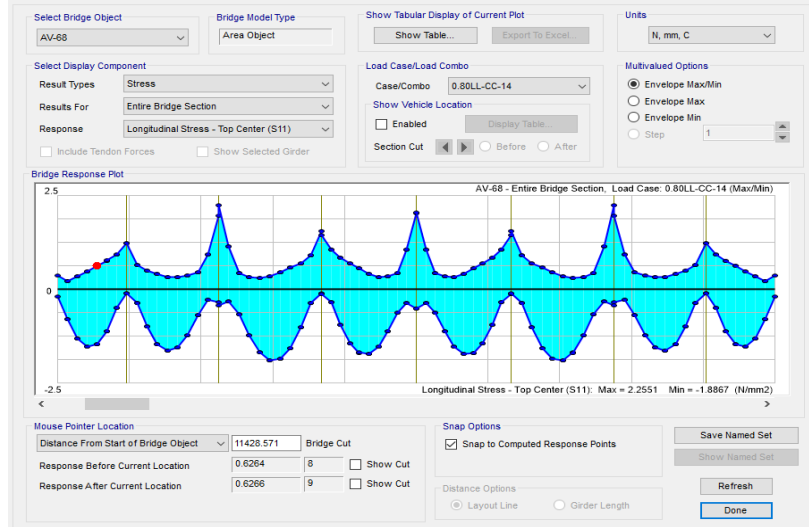




0.8 LL

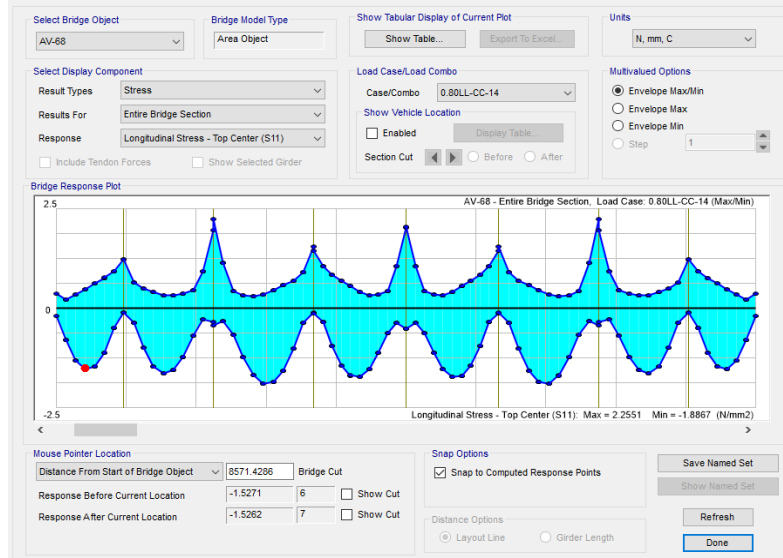
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

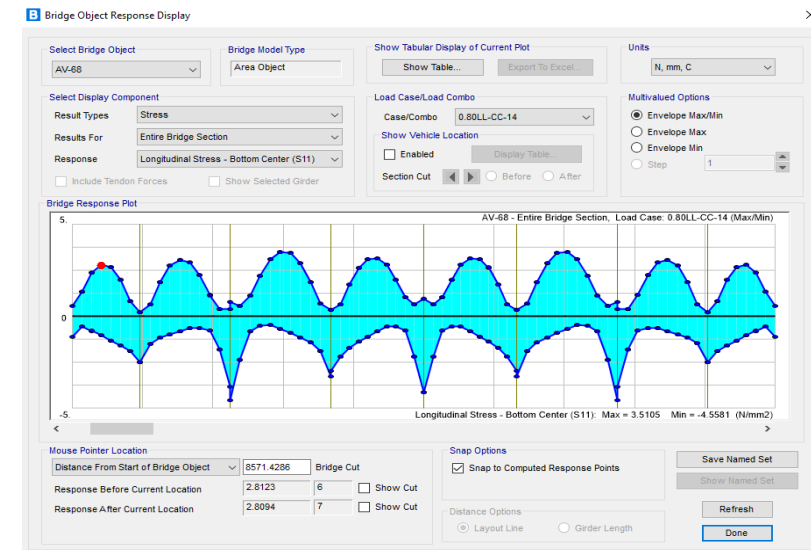
Bridge Object Response Display



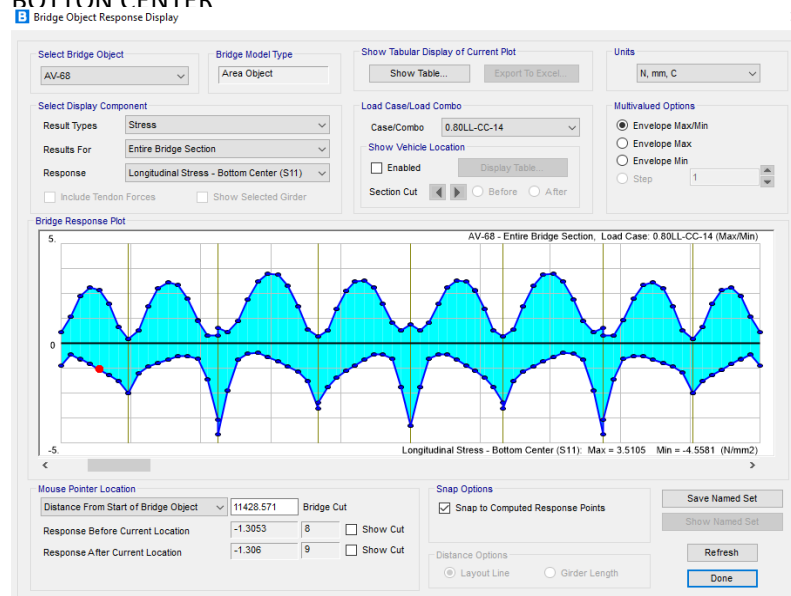


0.8 LL

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER





VIGA CENTRO LUZ - ESFUERZOS INTERNOS (0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	0	4.49
	σ_c (Mpa)	-2.69	0
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	1.87	0
	σ_c (Mpa)	0	-5.35
0,8 LL		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	0.62	2.81
	σ_c (Mpa)	-1.52	-1.3

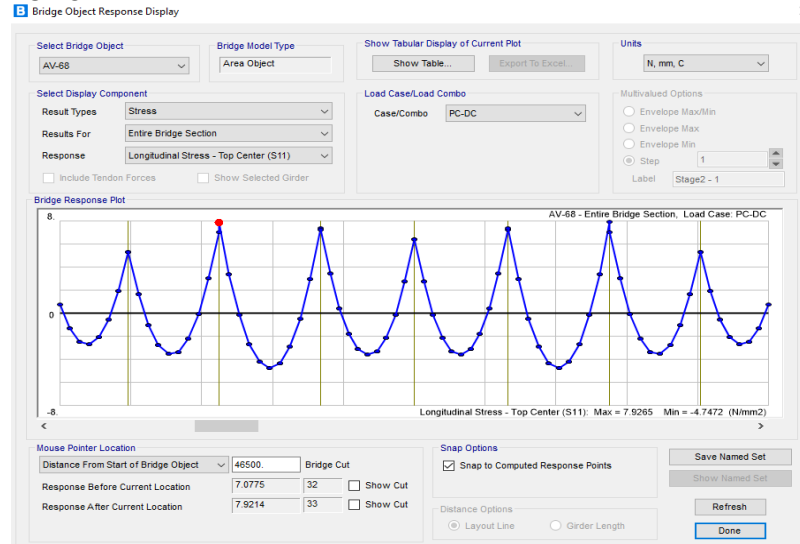


10.1. Puente costado sur – Luz 2

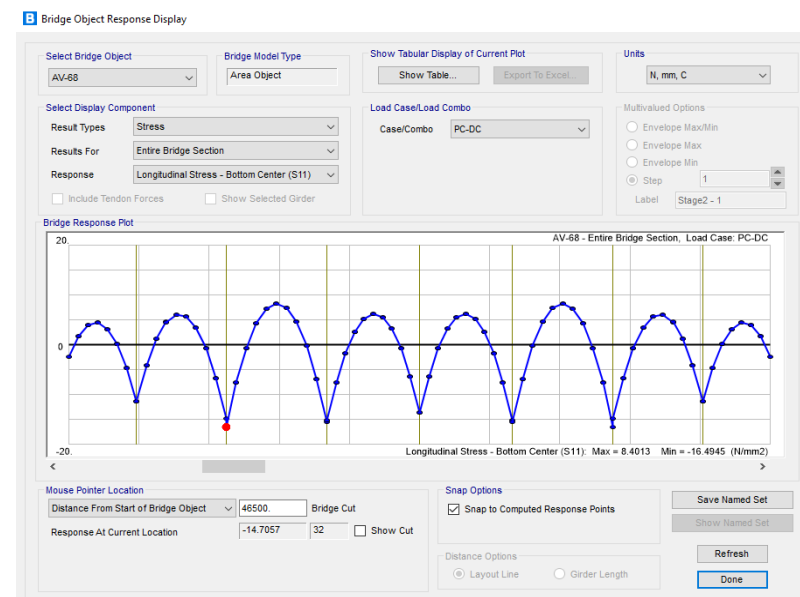
10.1.1. Esfuerzos Viga en el Apoyo

PC-DC

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

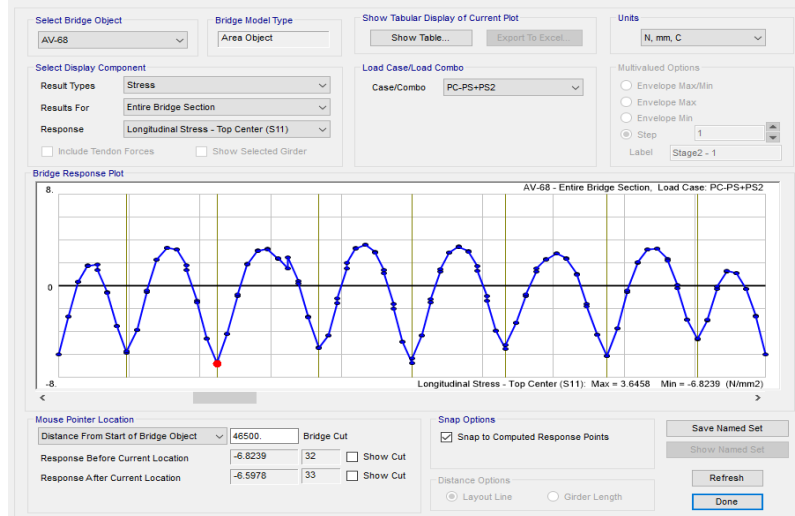




PS-1+PS-2

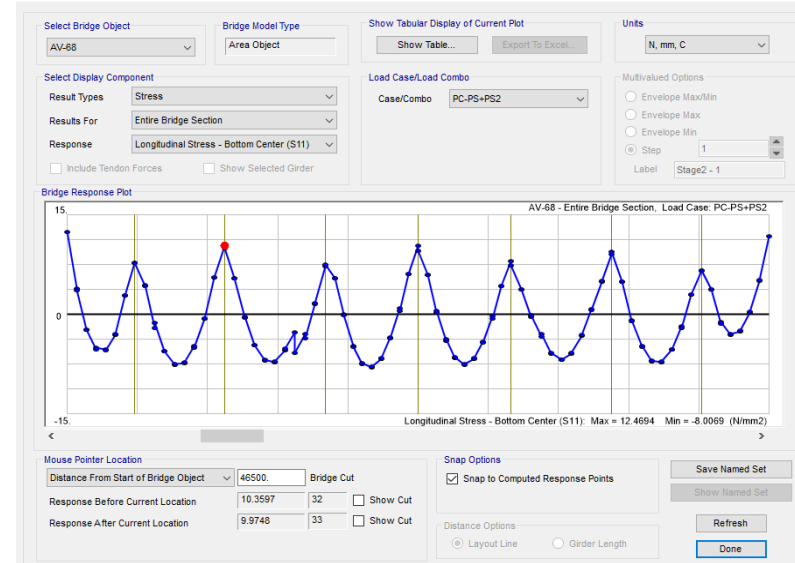
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



BOTTOM CENTER

Bridge Object Response Display

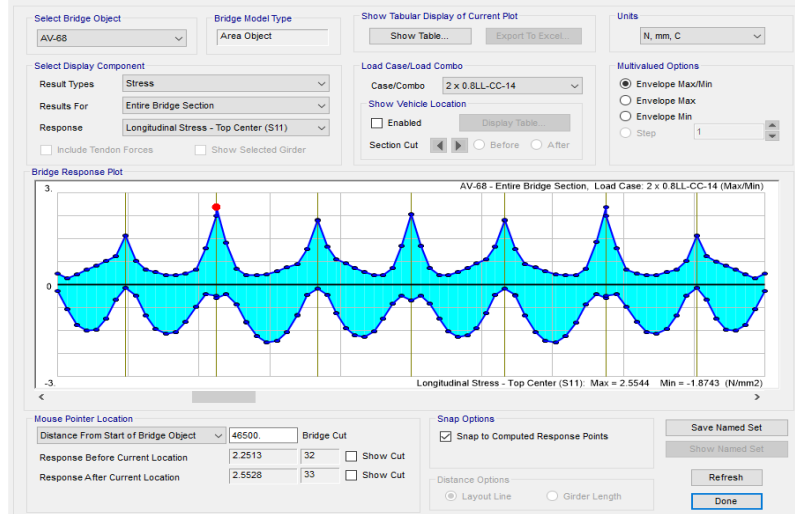




2 LL

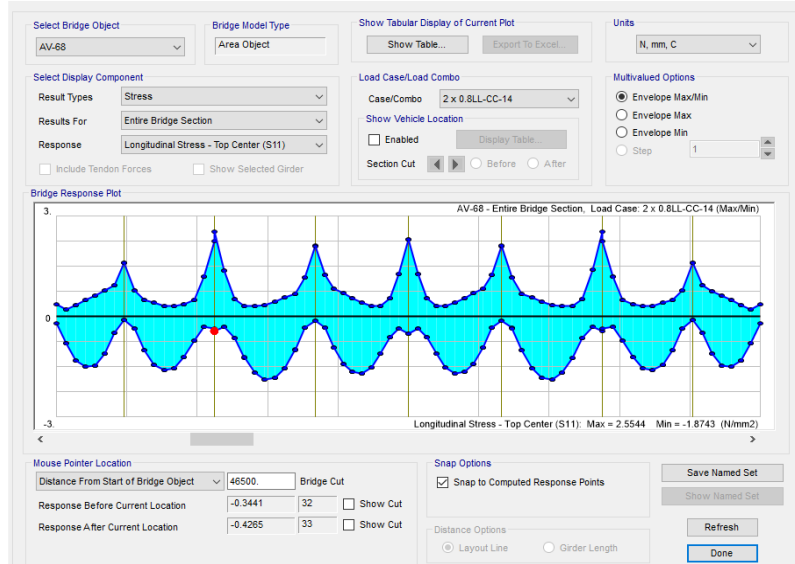
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

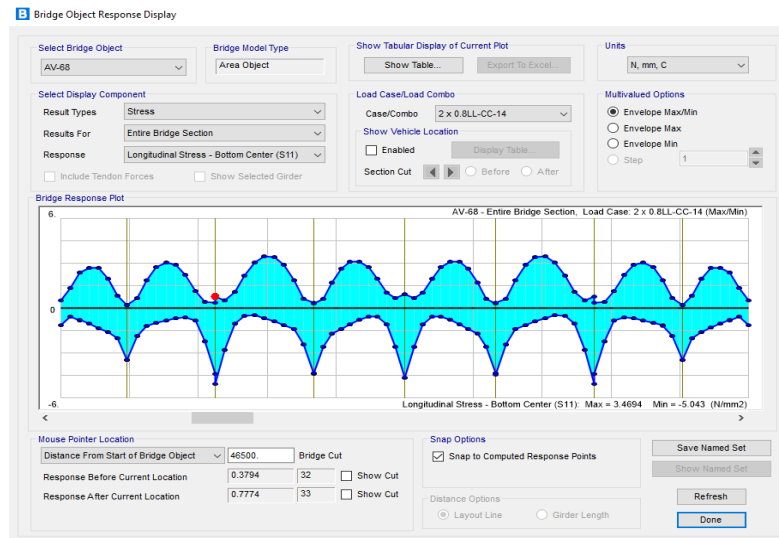
Bridge Object Response Display



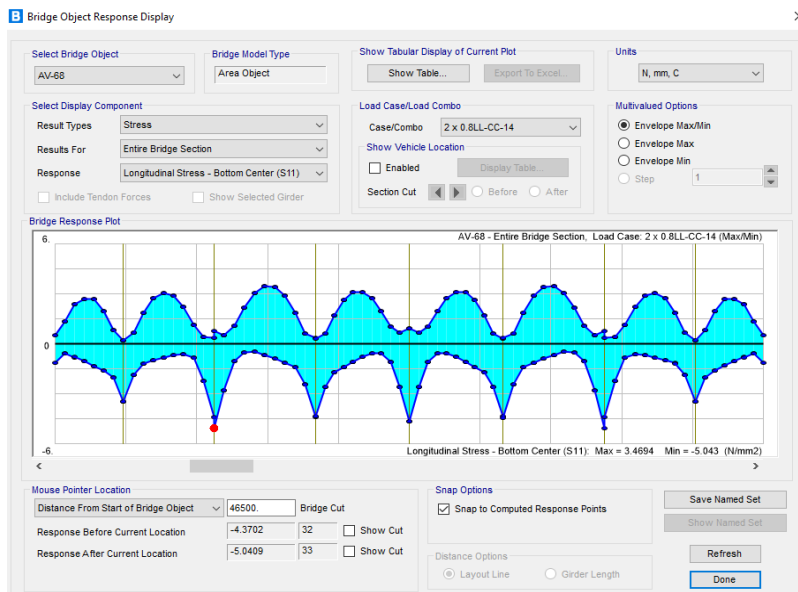


2 LL

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER

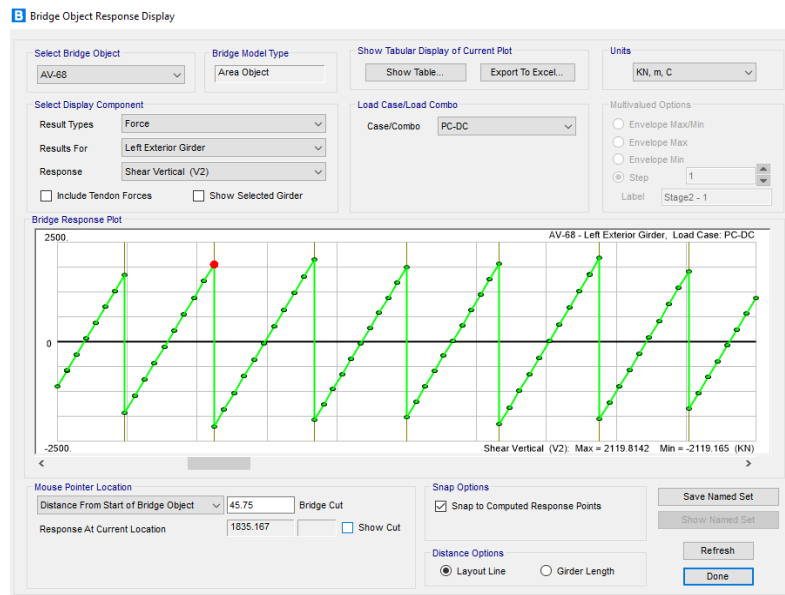




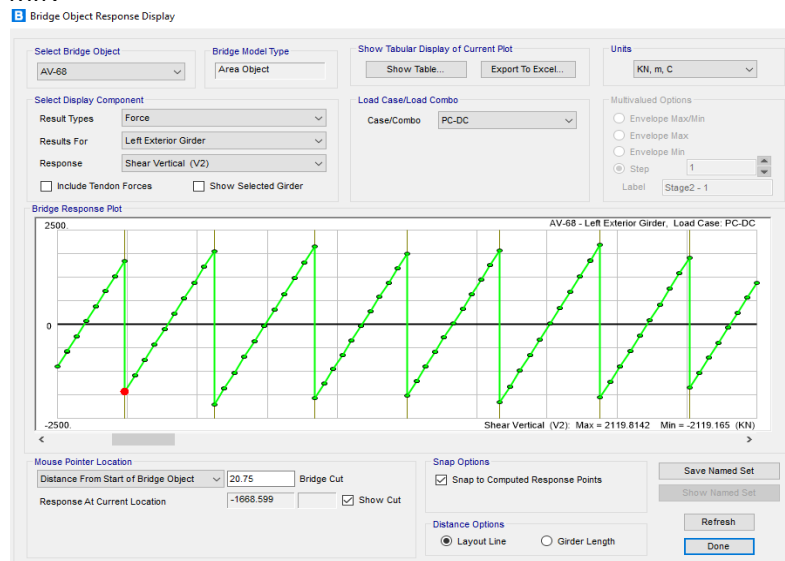
10.1.2. Cortante Viga en el Apoyo

PC-DC

MAX



MIN

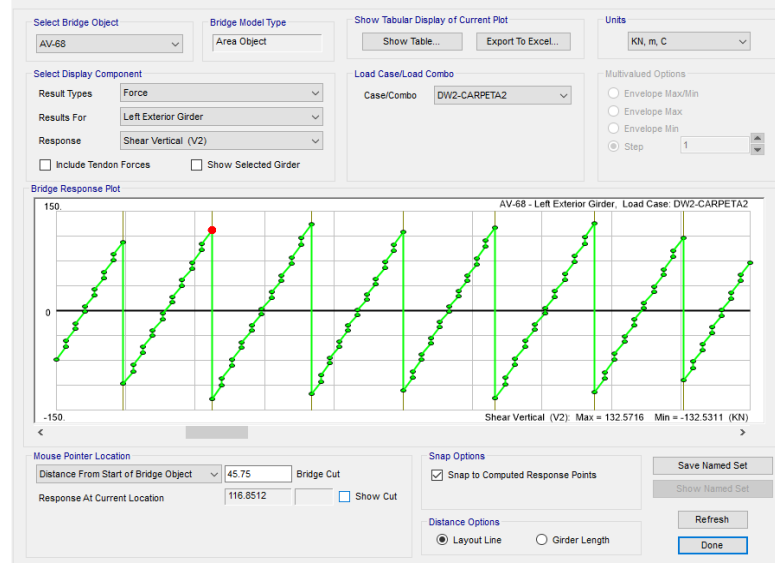




PC-DW

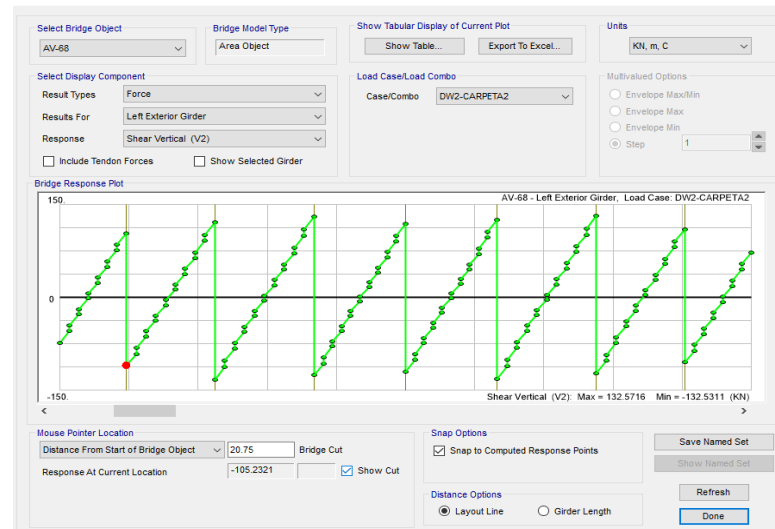
MAX

Bridge Object Response Display



MIN

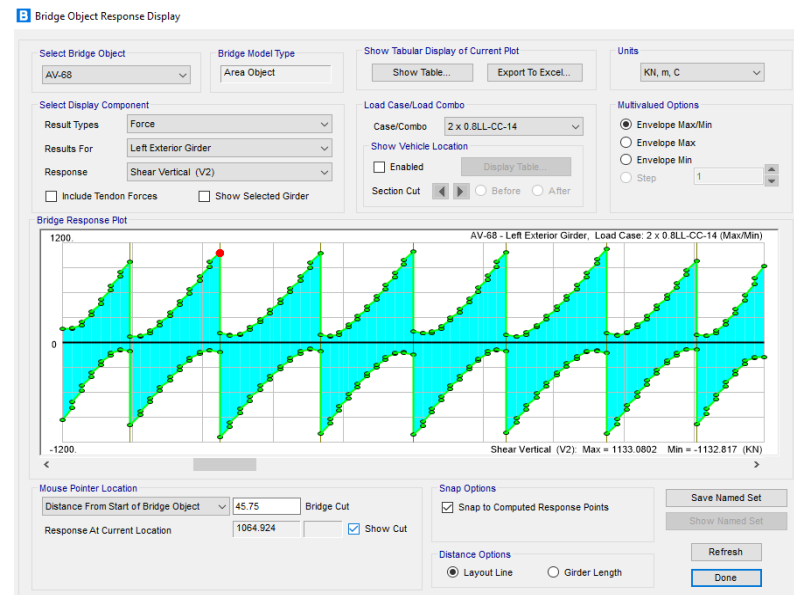
Bridge Object Response Display



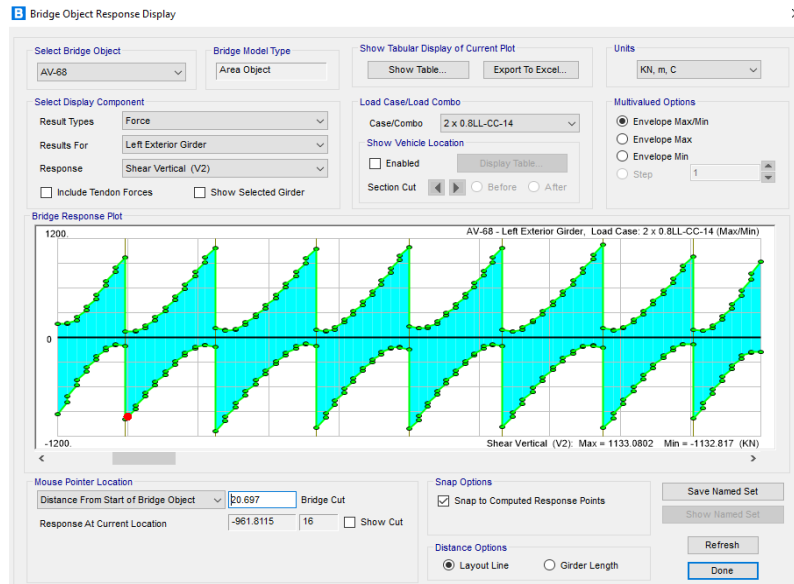


2 LL

MAX



MIN





REVISION FACTORES DE CLASIFICACION VIGAS PRE-ESFORZADAS - LUZ 2

SECCION TRANSVERSAL VIGA

bw (mm)= 1800 mm
h_{total} (mm)= 1400 mm
d's (mm)= 50 mm
ds (mm)= 1350 mm

CARACTERISTICAS CABLES PRE-ESFUERZO

f_y= 420 Mpa
f_y= 1640 Mpa
A_s Toron = 560 mm²

FACTOR MINORACION ESFUERZOS

6.A.4.2.3-1 Φ_c= 1
6.A.4.2.4-1 Φ_s= 1
Φ= 1

CARACTERISTICAS CONCRETO

f_c'= 36 Mpa
6 (f_c')^{0.5}= 36 Mpa
0.60 f_c'= 22 Mpa
0.40 f_c'= 14 Mpa

CALCULO RESISTENCIA A CORTE SECCION VIGA

V_c= 2420.3 Kn
A_v= 568.0 Kn
sep= 200.0 Kn
V_s= 1610.3 Kn

φ V_{n1}= 4030.6 Kn
φ V_{n2}= 21870.0 Kn
φ V_n= 4975.6 Kn

FUERZA CABLES -PERDIDAS TOTALES (Ton)	
# cable	VG _{INT}
I-3I	215.41
I-4I	215.288
I-6I	230.634
I-7I	228.414
I-1.2I	240.528

VIGA APOYO - ESFUERZOS INTERNOS (2 X 0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	7.92	0
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	0	-14.71
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	0	10.35
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-6.82	0
0,8 LL		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	2.55	0.77
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-0.42	-5.04

VIGA APOYO - FUERZA INTERNAS (2 X LL)			
PC-DC+DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-1668.59	1835.16
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
PC-DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-105.23	116.85
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
2 LL		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-961.81	1064.92
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	NA



REVISION INDICE DE ESTADO DE ESFUERZOS

VG- EXTERIOR

TOP	BOTTON
11.0	33.3
Ok	Ok
TOP	BOTTON
35.2	18.7
Ok	Ok
TOP	BOTTON
26.2	1.4
Ok	Ok
PRE-ESFUERZO	
1690.4	
Ok	

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^* - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

REVISION INDICE DE ESTADO DE FUERZAS

CORTANTE
1.1
Ok
FLEXION
0.0
NA

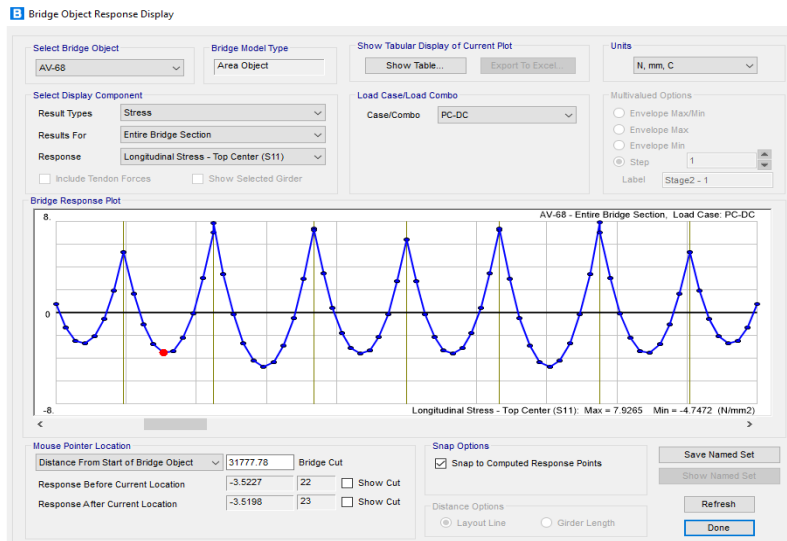
$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$



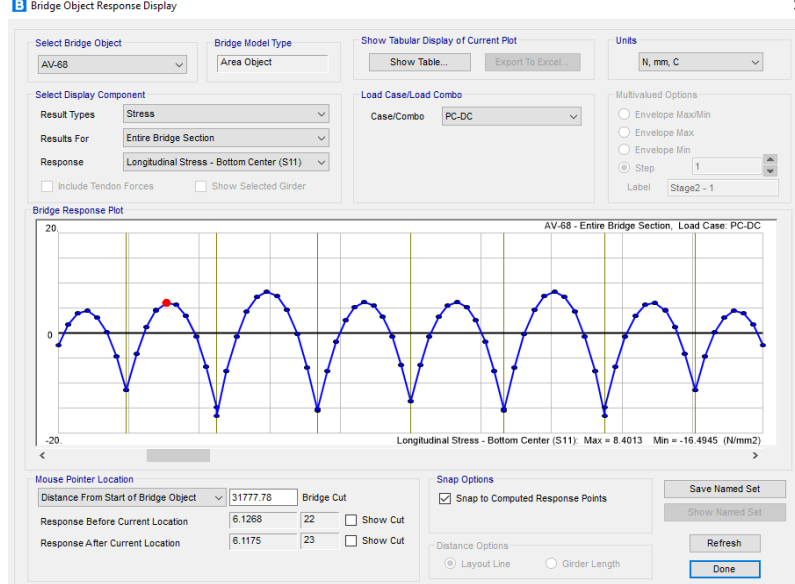
10.1.3. Esfuerzos Viga en el Centro de Luz

PC-DC

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

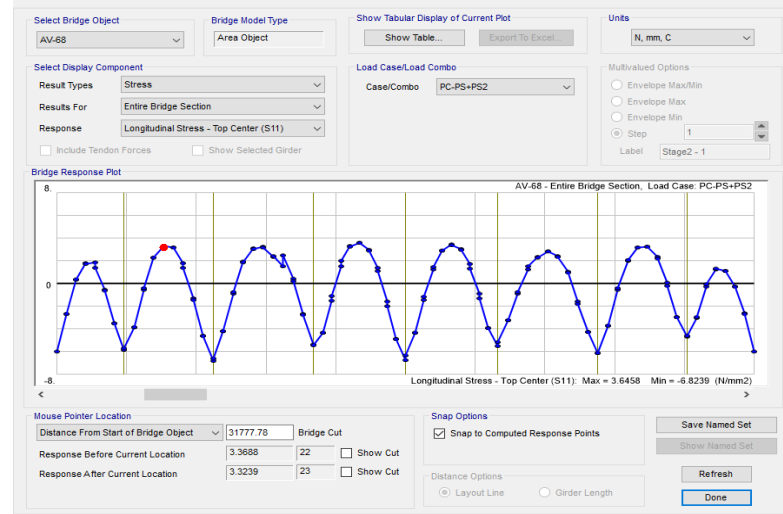




PS-1+PS-2

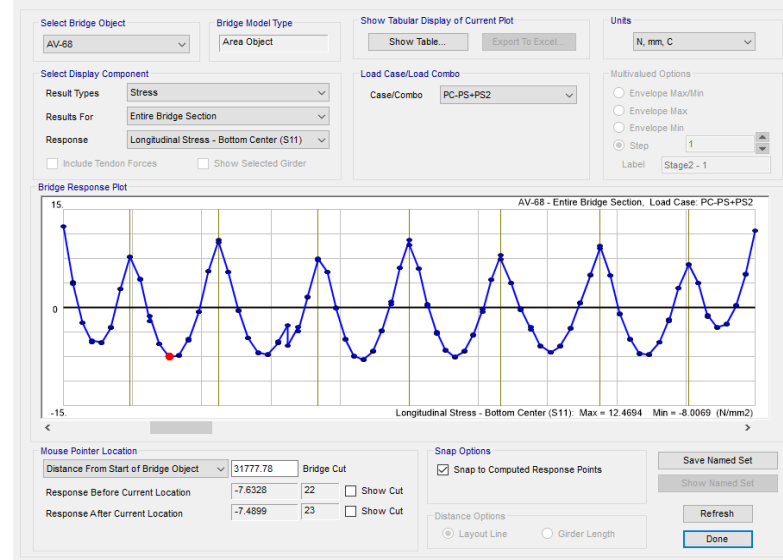
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



BOTTOM CENTER

Bridge Object Response Display

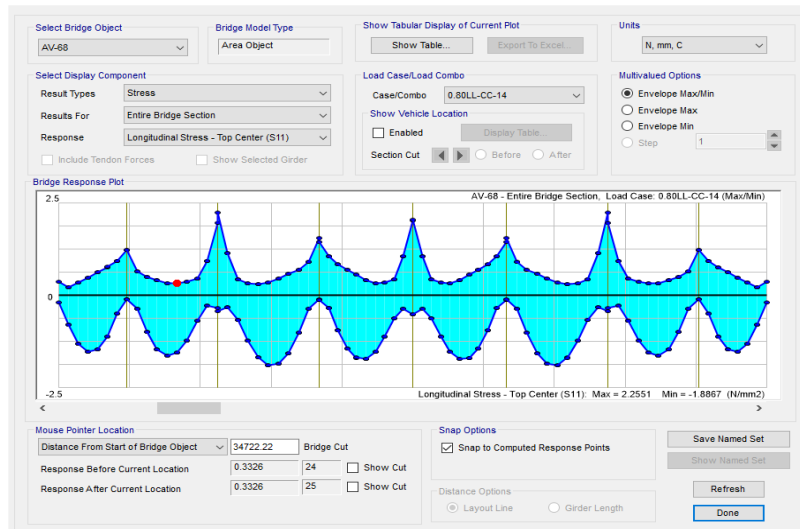




LL

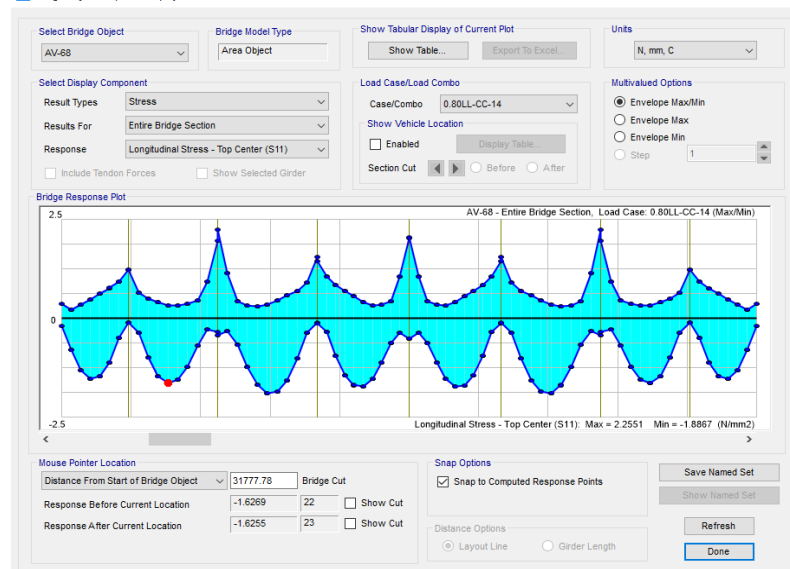
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

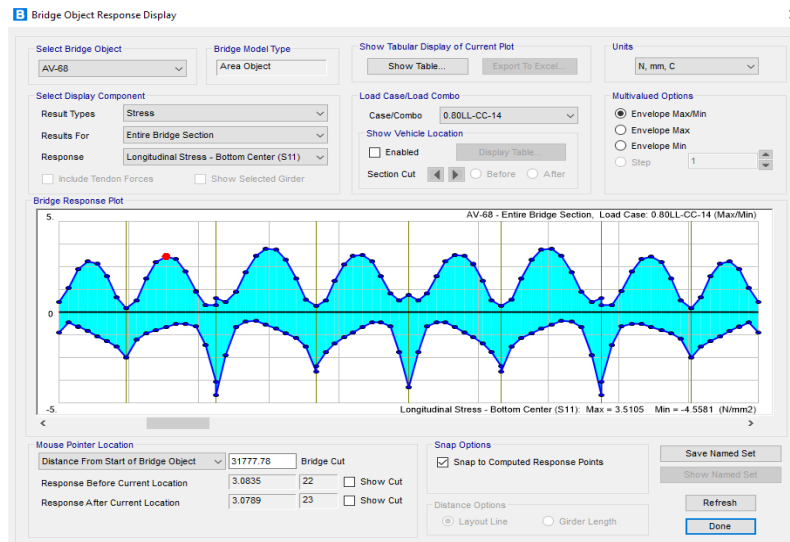
Bridge Object Response Display



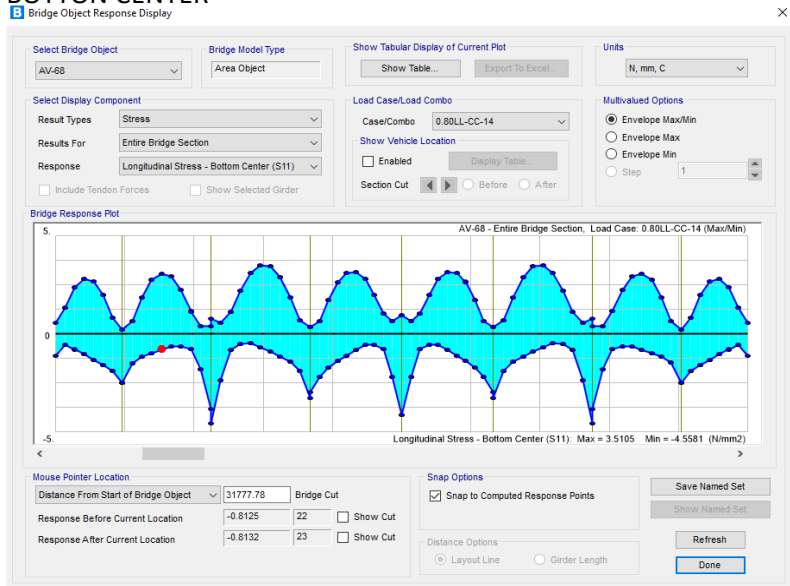


LL

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER





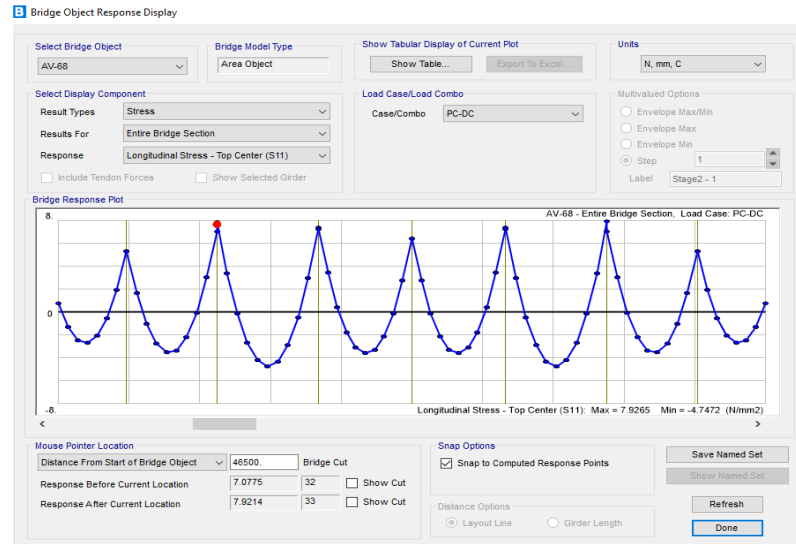
VIGA CENTRO LUZ - ESFUERZOS INTERNOS (0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	0	6.12
	σ_c (Mpa)	-3.52	0
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	3.36	0
	σ_c (Mpa)	0	-7.63
0,8 LL		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	0.33	3.07
	σ_c (Mpa)	-1.63	-0.81

10.2. Puente costado sur – Luz 3

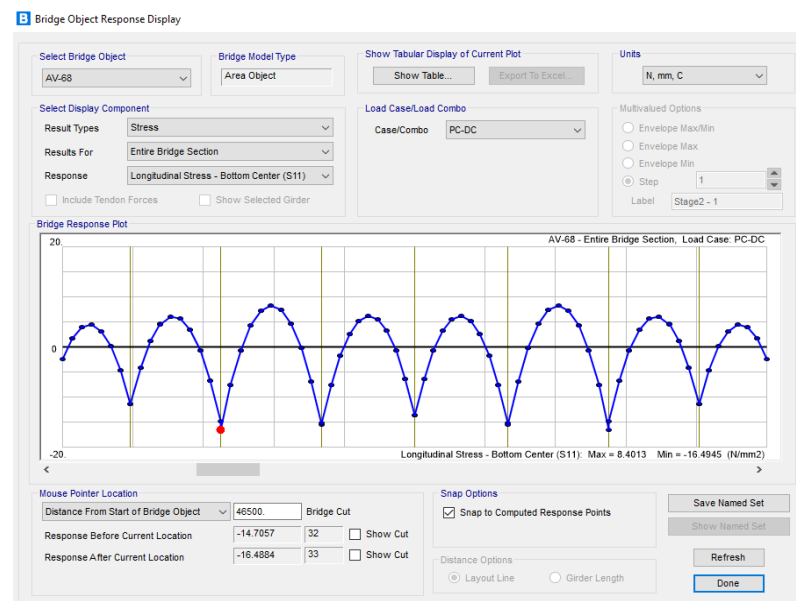
10.2.1. Esfuerzos Viga en el Apoyo

PC-DC

TOP CENTER

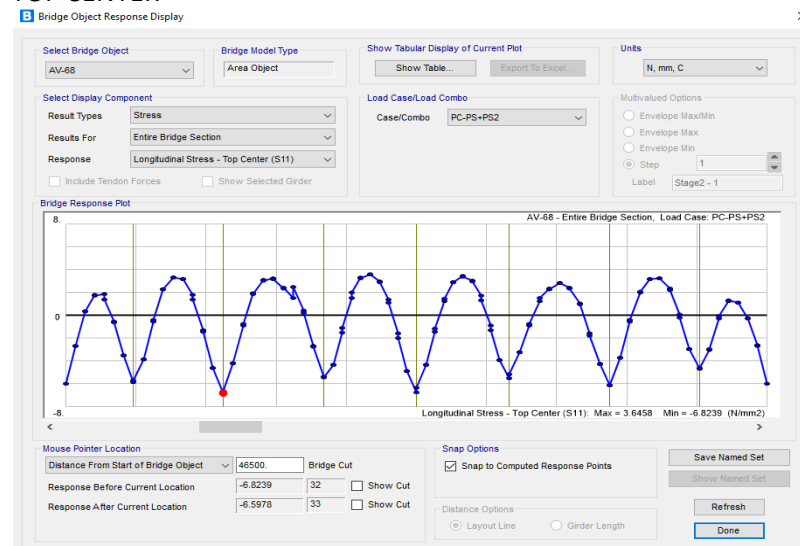


BOTTOM CENTER

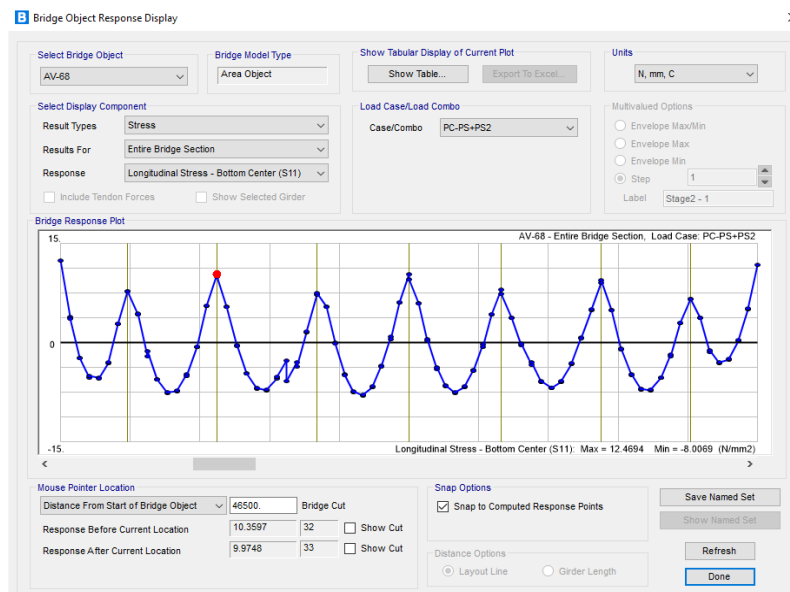


PS-1+PS-2

TOP CENTER



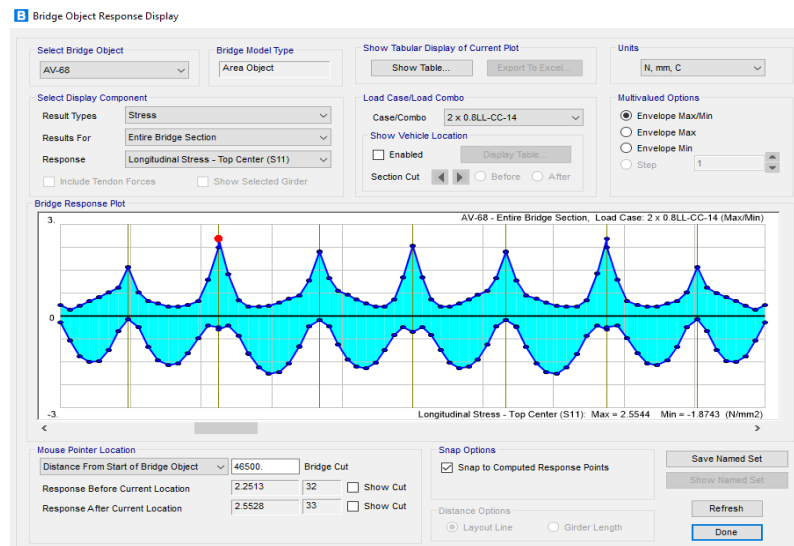
BOTTOM CENTER





2 LL

TOP CENTER

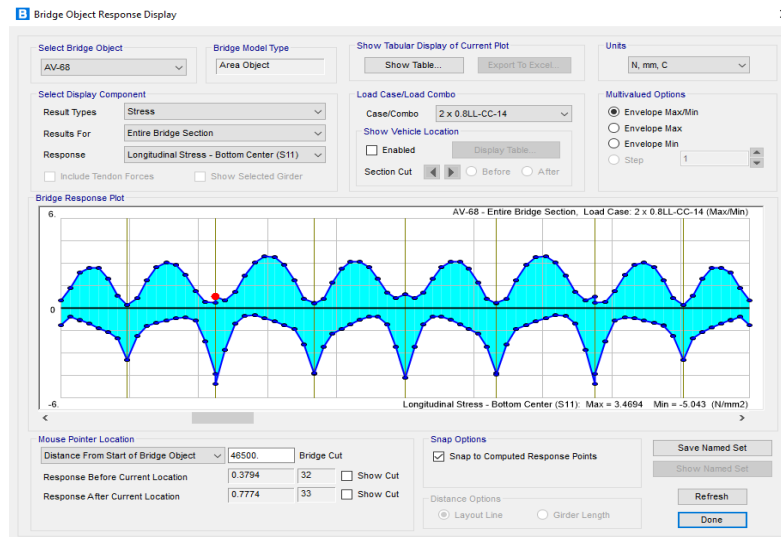


TOP CENTER

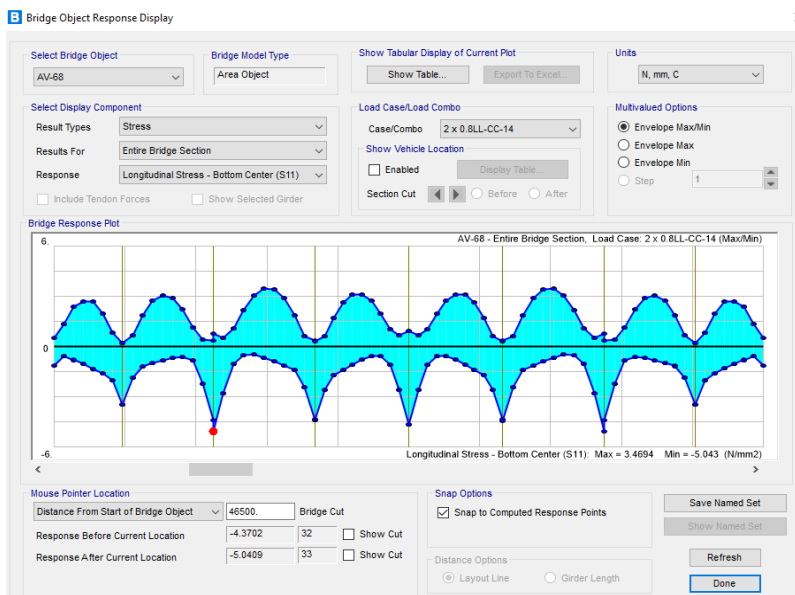


2 LL

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER

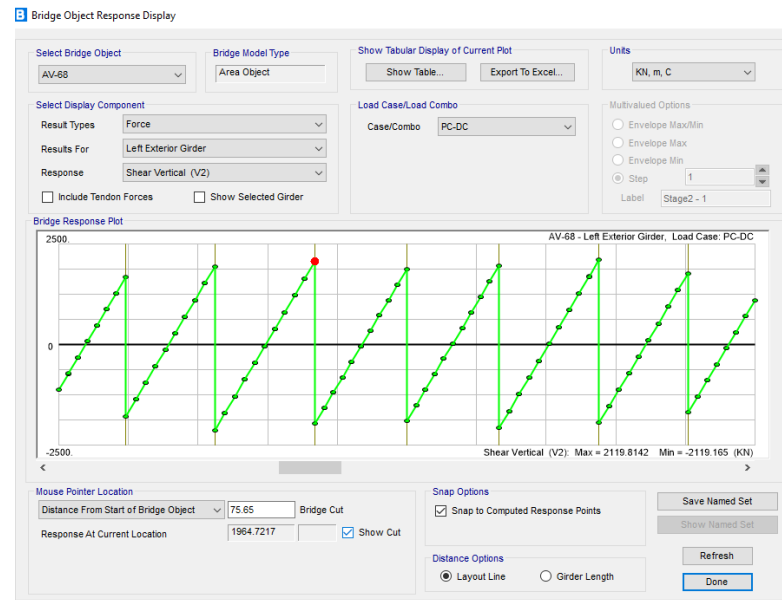




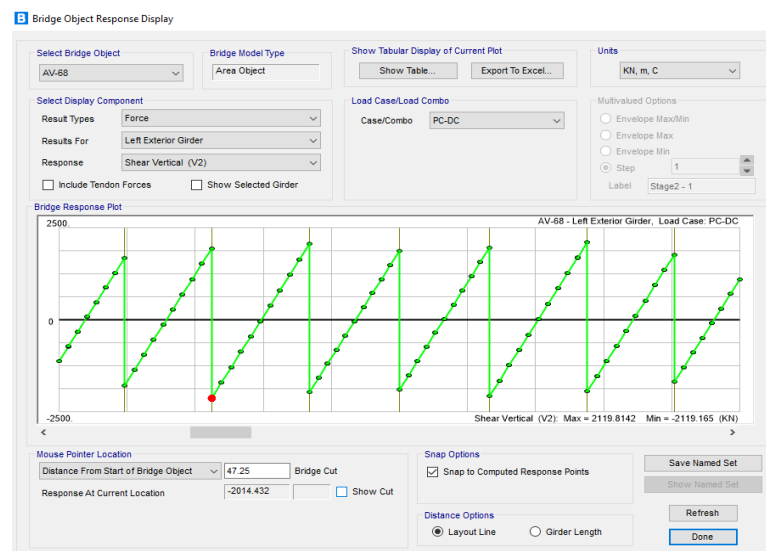
10.2.2. Cortante Viga en el Apoyo

PC-DC

MAX



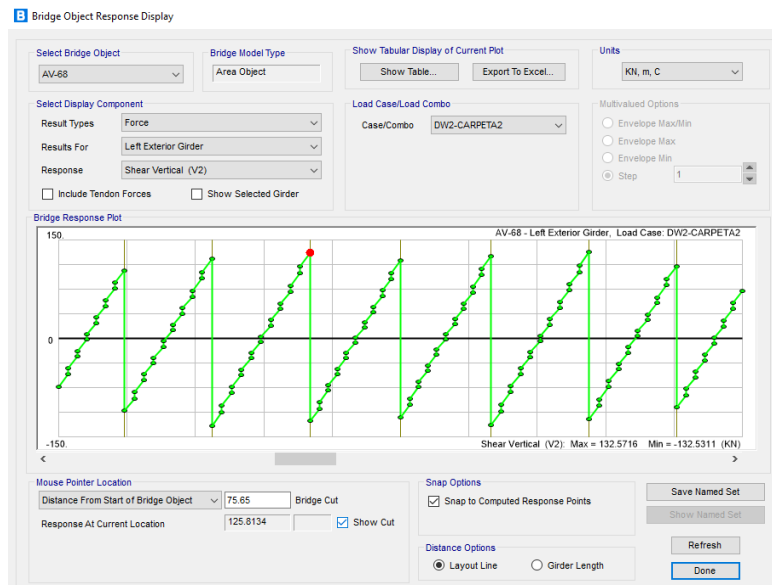
MIN



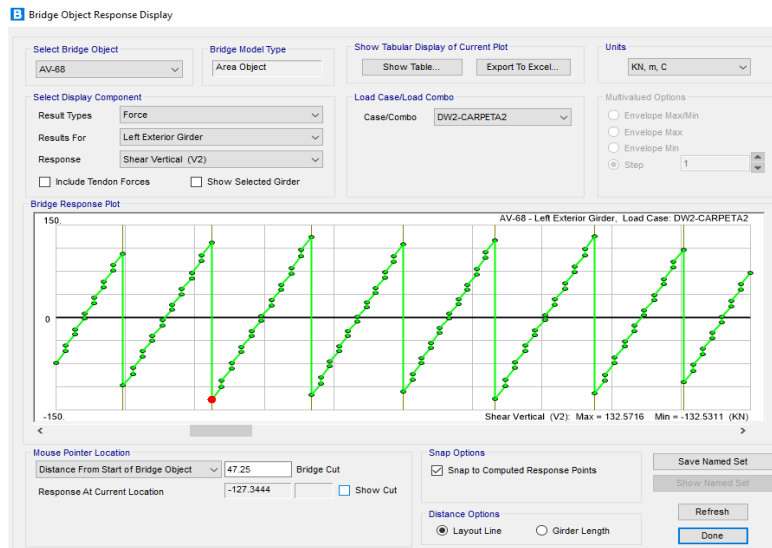


PC-DW

MAX



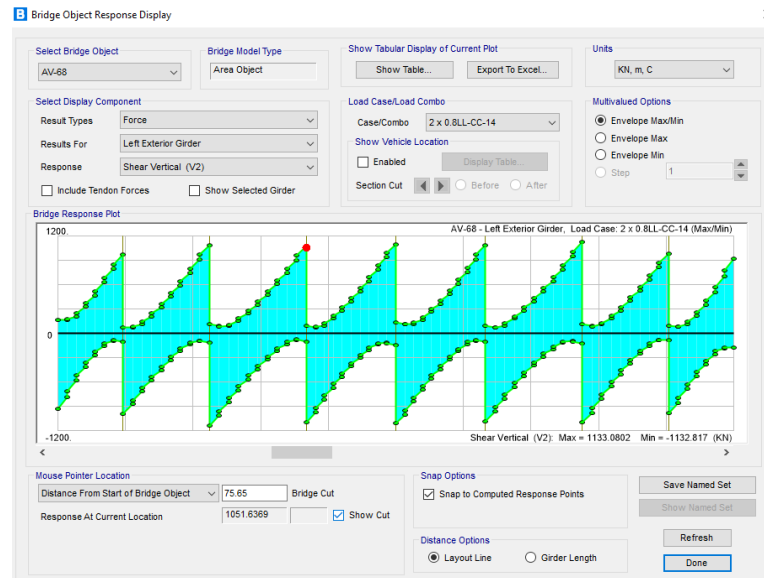
MIN



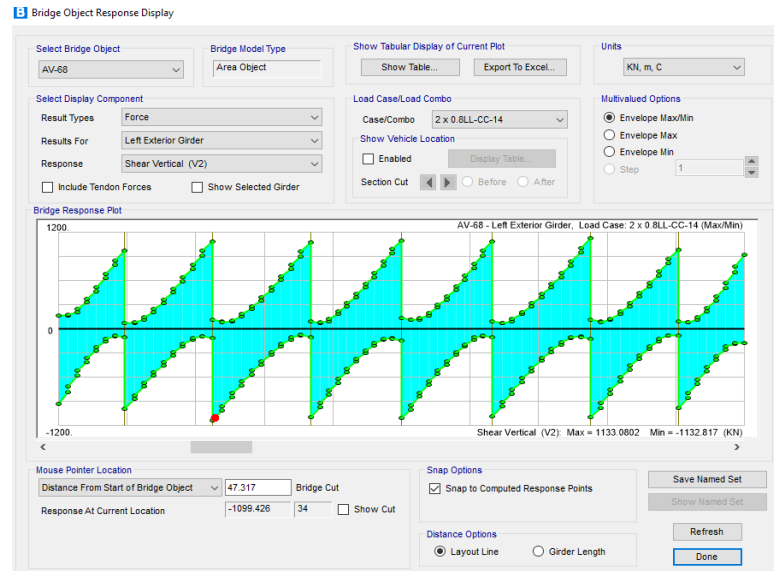


2 LL

MAX



MIN



REVISION FACTORES DE CLASIFICACION VIGAS PRE-ESFORZADAS - LUZ 3

SECCION TRANSVERSAL VIGA

bw (mm)= 1800 mm
h_{total} (mm)= 1400 mm
d's (mm)= 50 mm
ds (mm)= 1350 mm

FACTOR MINORACION ESFUERZOS

6.A.4.2.3-1 $\Phi_c = 1$
6.A.4.2.4-1 $\Phi_s = 1$
 $\Phi = 1$

CALCULO RESISTENCIA A CORTE SECCION VIGA

V_c= 2440.4 Kn
A_v= 568.0 Kn
s_{ep}= 200.0 Kn
V_s= 1610.3 Kn

$\phi V_{n1} = 4050.6$ Kn
 $\phi V_{n2} = 22234.5$ Kn
 $\phi V_n = 4995.6$ Kn

CARACTERISTICAS CABLES PRE-ESFUERZO

f_y= 420 Mpa
f_y= 1640 Mpa
A_s Toron = 560 mm²

CARACTERISTICAS CONCRETO

f_c'= 36.60 Mpa
6 (f_c')^{0.5}= 36 Mpa
0.60 f_c'= 22 Mpa
0.40 f_c'= 15 Mpa

FUERZA CABLES -PERDIDAS TOTALES (Ton)

# cable	VG _{INT}
II-8I	228.66
II-9I	235.414
I-6I	205.476
I-7I	203.979
I-1.2I	204.7

VIGA APOYO - ESFUERZOS INTERNOS (2 X 0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	7.92	0
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	0	-16.48
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0	10.35
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-6.82	0
2LL		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	2.55	0.77
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-0.42	-5.04

VIGA APOYO - FUERZA INTERNAS (2 X LL)			
PC-DC		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-2007.45	1957.67
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
PC-DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-126.90	125.60
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
2 LL		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-1084.20	1051.63
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	NA

REVISION INDICE DE ESTADO DE ESFUERZOS

VG- EXTERIOR

TOP	BOTTON
11.1	33.7
Ok	Ok
TOP	BOTTON
36.0	18.7
Ok	Ok
TOP	BOTTON
26.7	1.3
Ok	Ok
PRE-ESFUERZO	
1690.4	
Ok	

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^s - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

REVISION INDICE DE ESTADO DE FUERZAS

CORTANTE
1
OK
FLEXION
0.0
NA

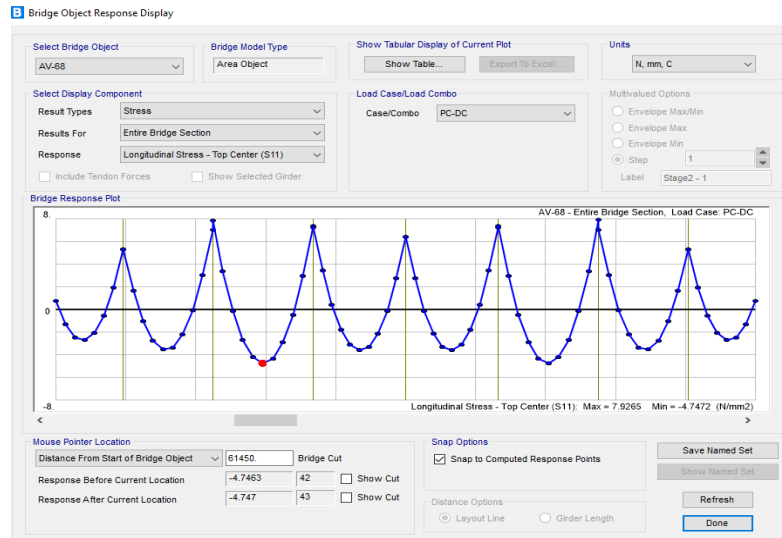
$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$



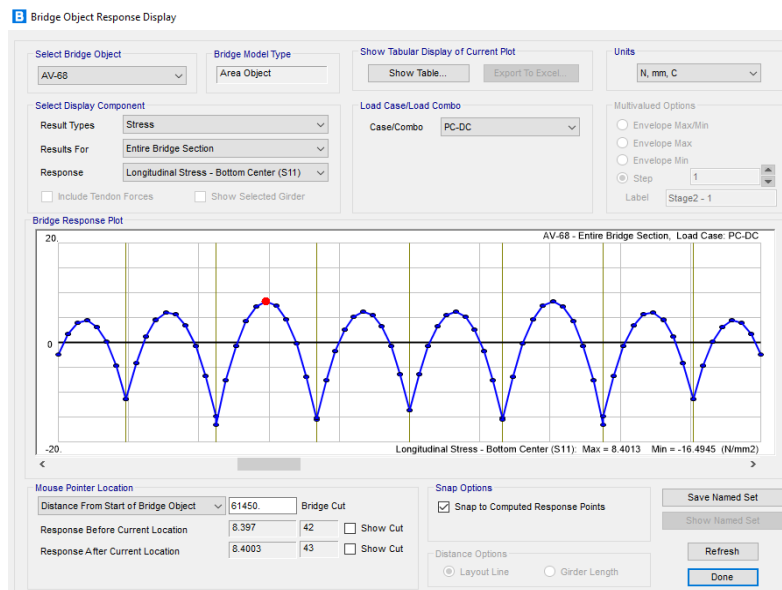
10.2.3. Esfuerzos Viga en el Centro de Luz

PC-DC

TOP CENTER



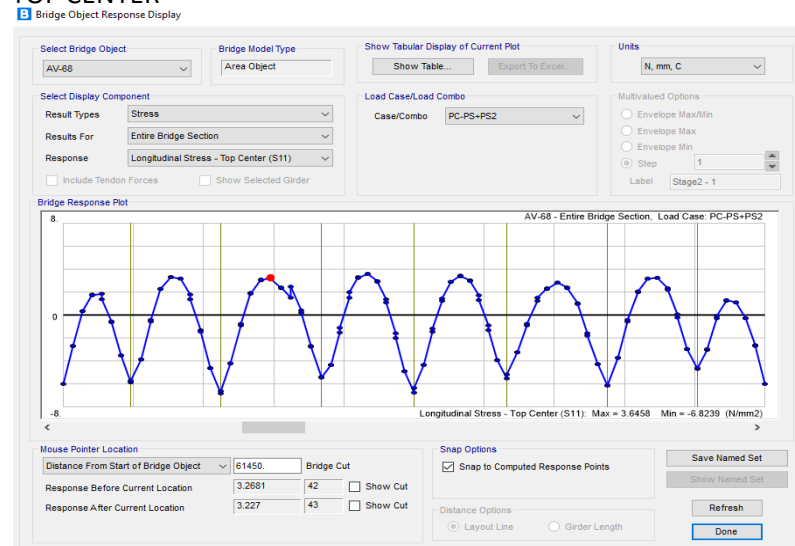
BOTTON CENTER



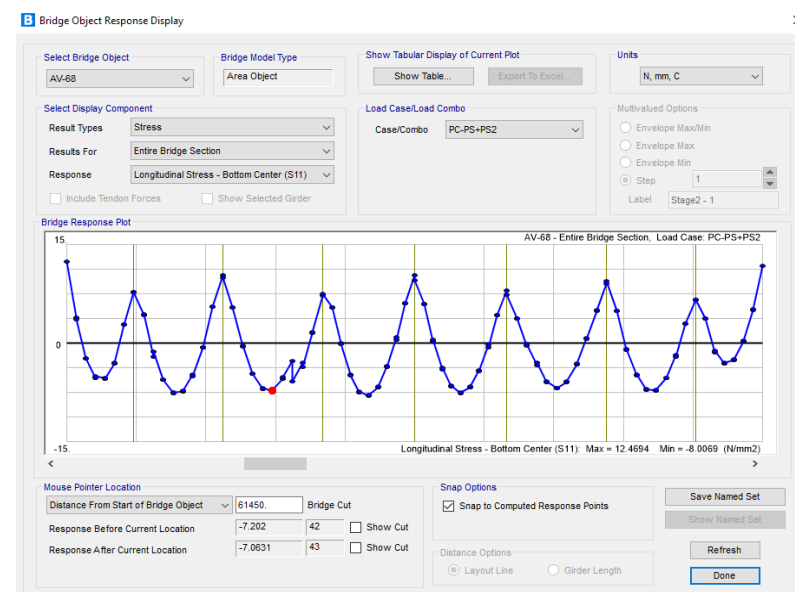


PS-1+PS-2

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

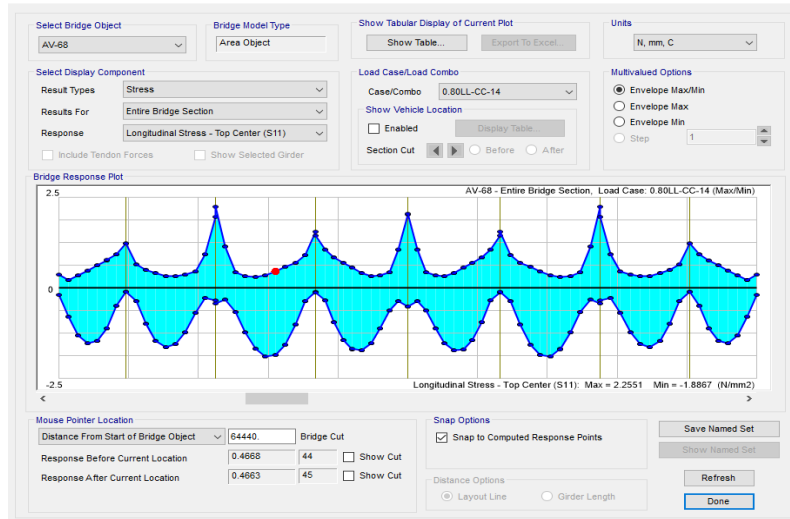




0.8 LL

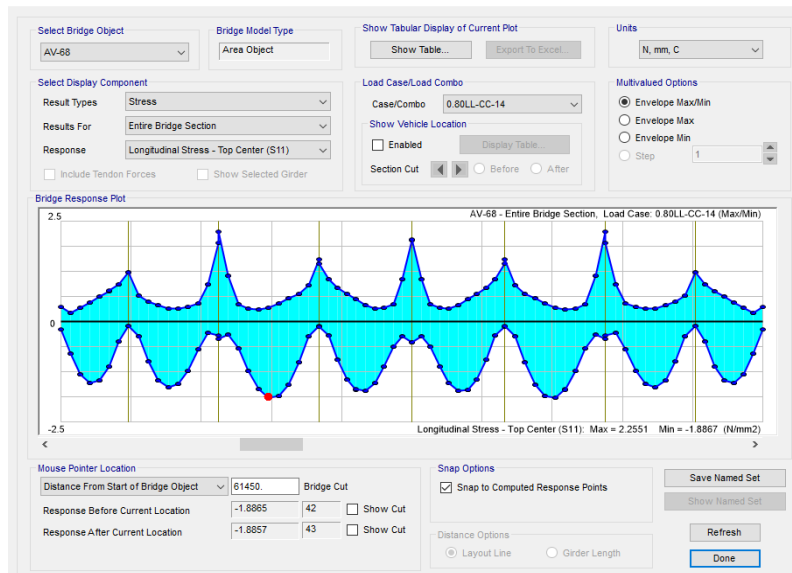
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

Bridge Object Response Display

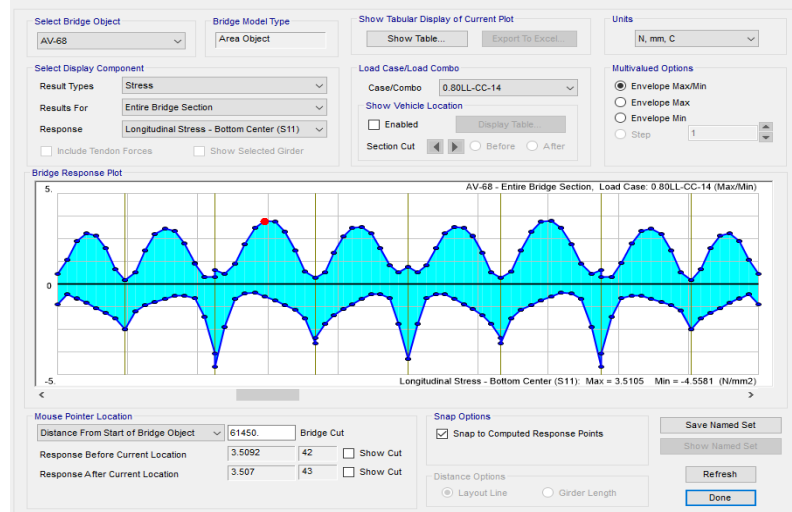




0.8 LL

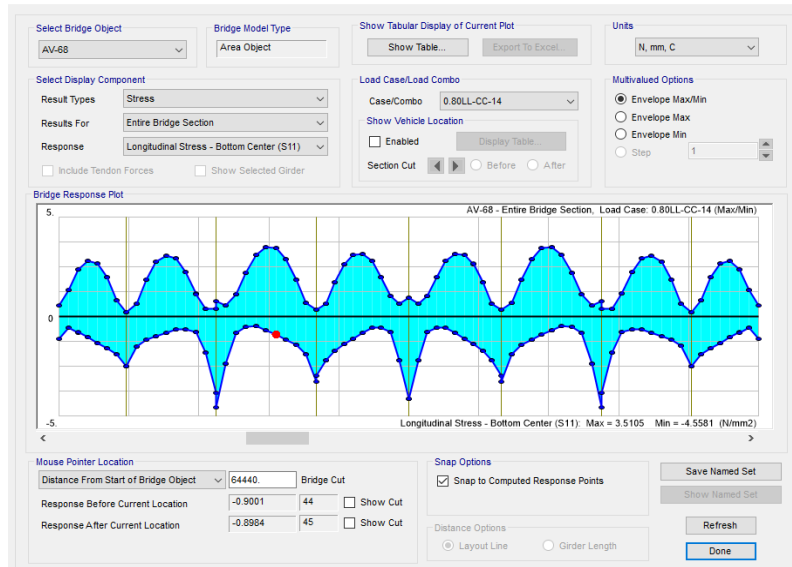
BOTTON CENTER

Bridge Object Response Display



BOTTON CENTER

Bridge Object Response Display





VIGA CENTRO LUZ - ESFUERZOS INTERNOS (0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	0	8.4
	σ_c (Mpa)	-4.74	0
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	3.26	0
	σ_c (Mpa)	0	-7.2
0,8 LL		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN ELEMENTO	σ_T (Mpa)	0.47	3.51
	σ_c (Mpa)	-1.88	-0.9

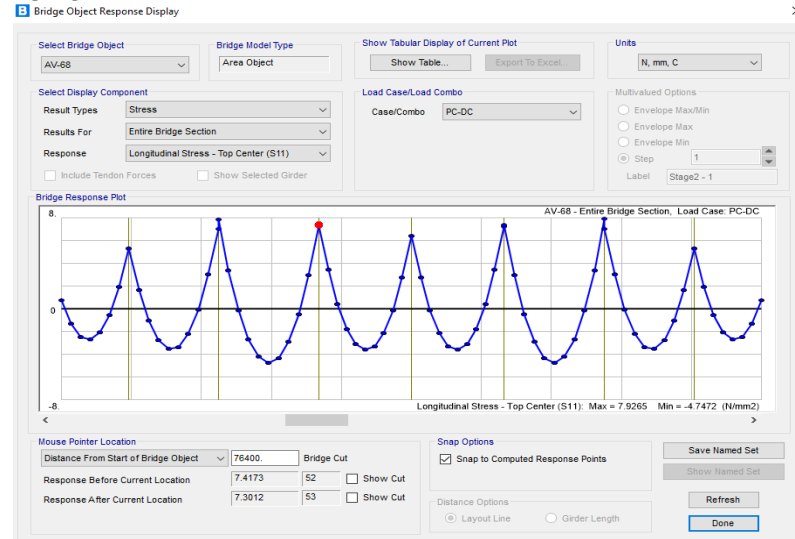


10.3. Puente costado sur – Luz 4

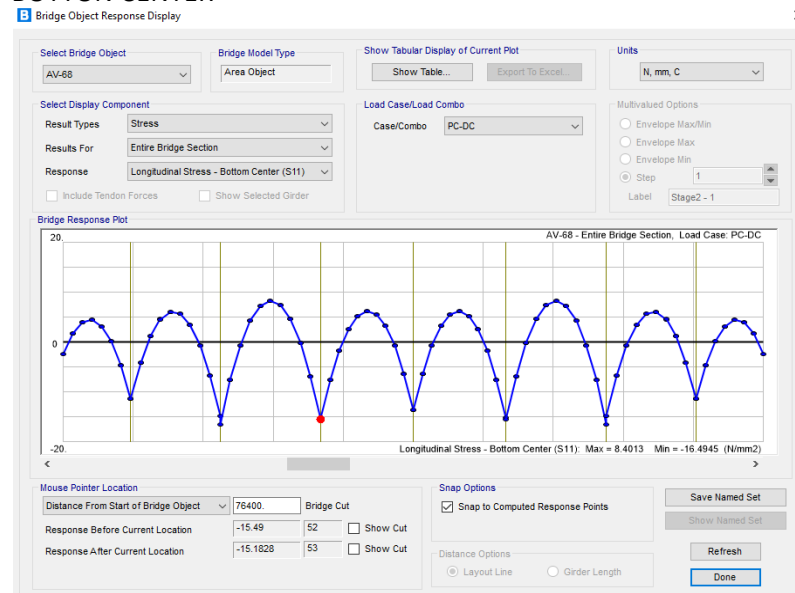
10.3.1. Esfuerzos Viga en el Apoyo

PC-DC

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

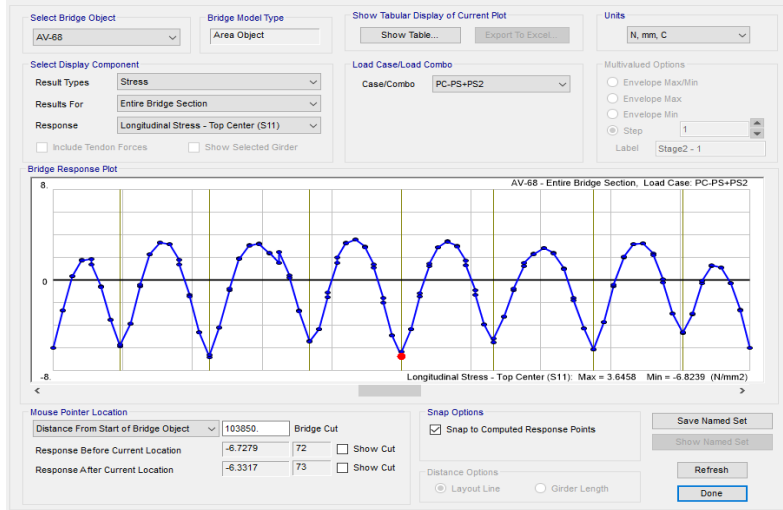




PS-1+PS-2

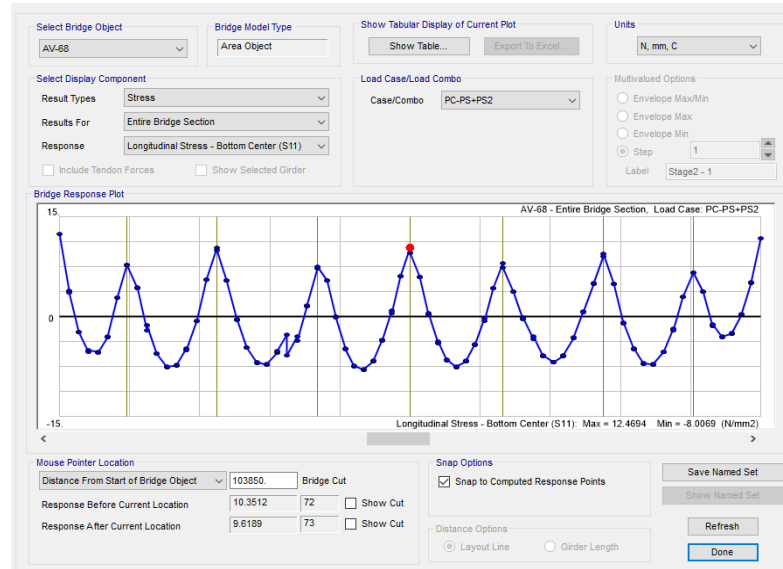
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



BOTTOM CENTER

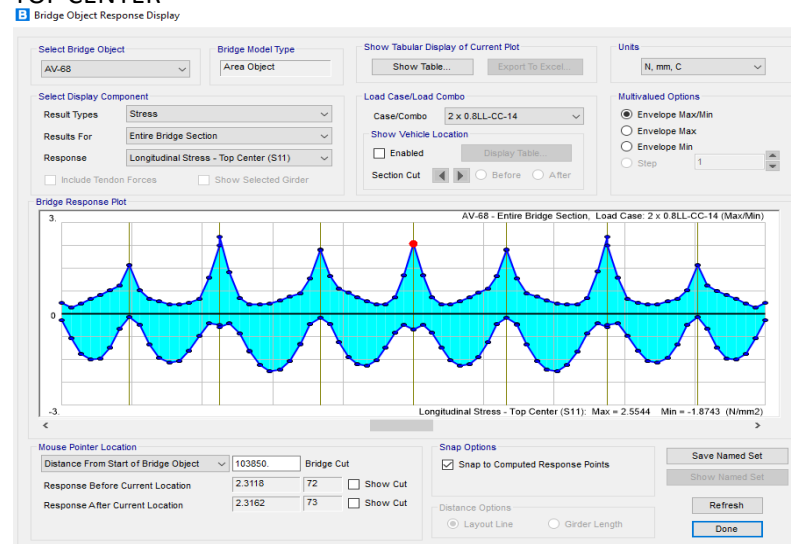
Bridge Object Response Display





2 LL

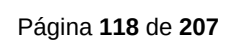
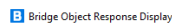
TOP CENTER



TOP CENTER



Bridge Object Response Display

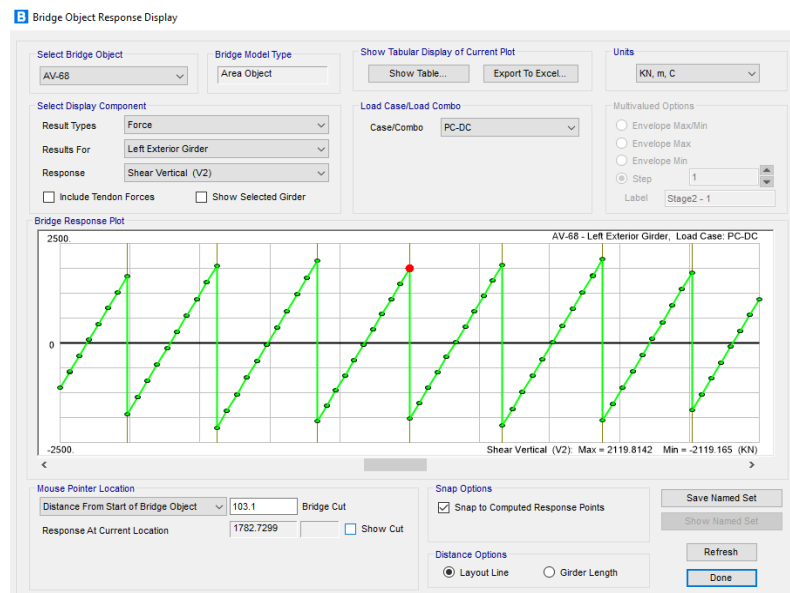




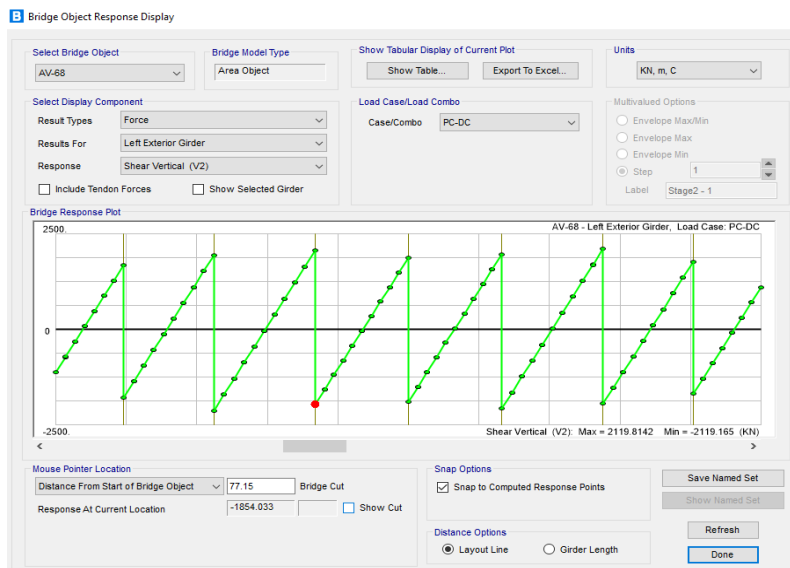
10.3.2. Cortante Viga en el Apoyo

PC-DC

MAX



MIN

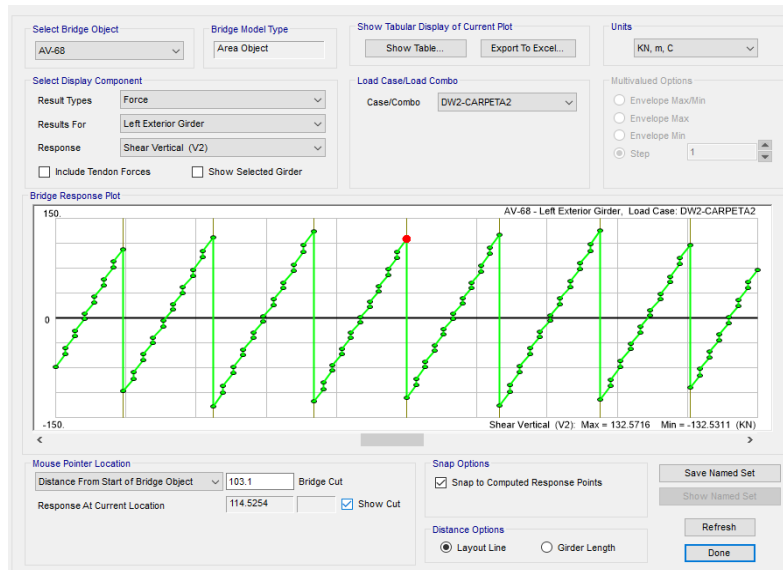




PC-DW

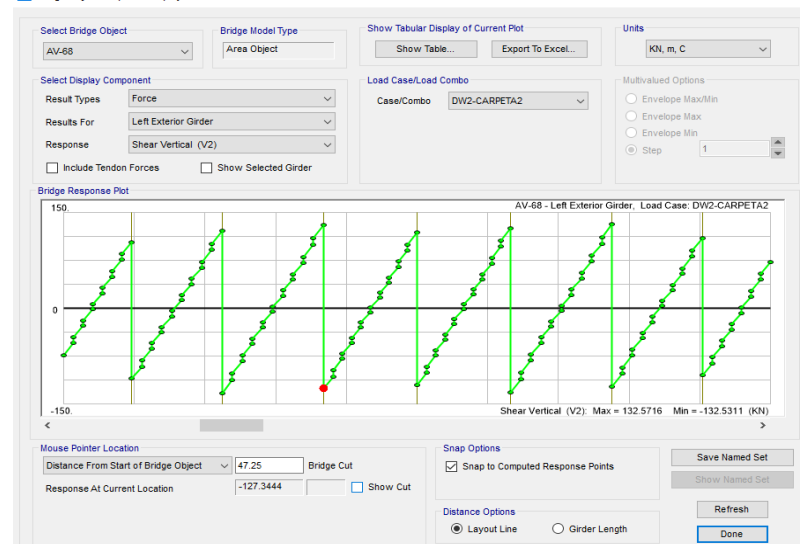
MAX

Bridge Object Response Display



MIN

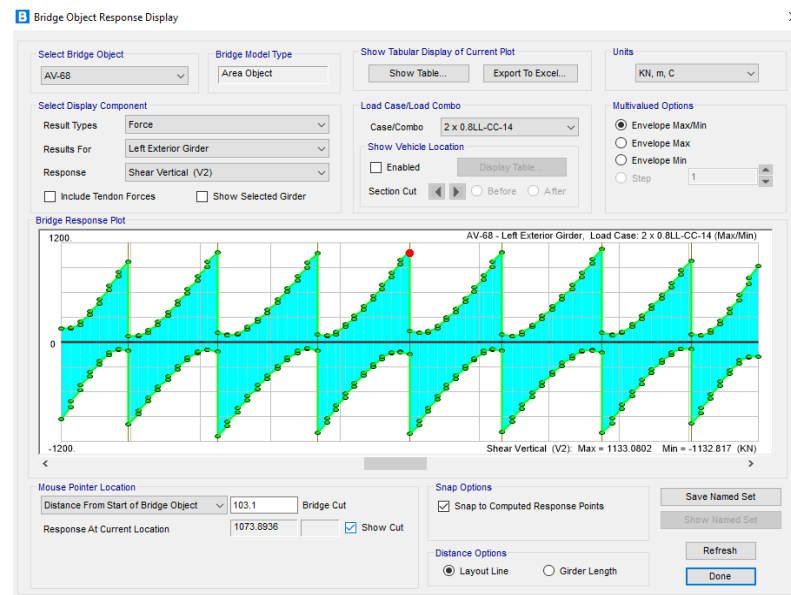
Bridge Object Response Display



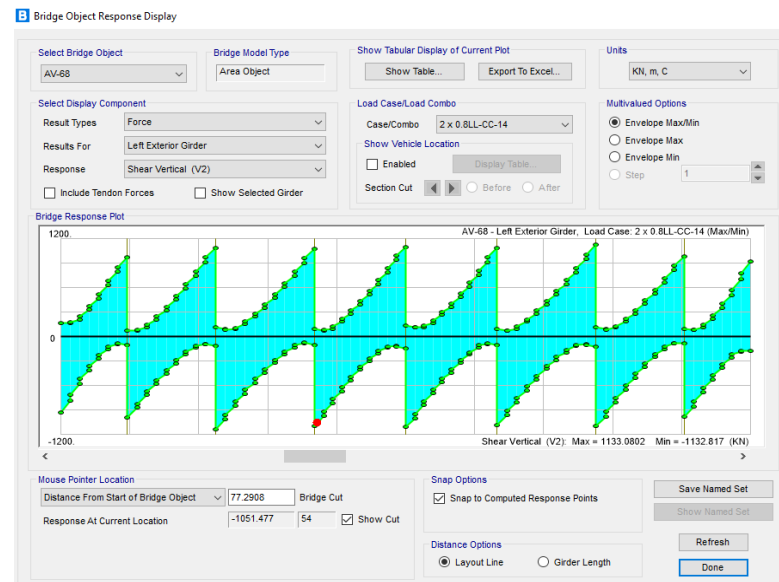


2 LL

MAX



MIN



REVISION FACTORES DE CLASIFICACION VIGAS PRE-ESFORZADAS - LUZ 4

SECCION TRANSVERSAL VIGA

bw (mm)= 1800 mm
h_{total} (mm)= 1400 mm
d's (mm)= 50 mm
ds (mm)= 1350 mm

CARACTERISTICAS CABLES PRE-ESFUERZO

f_y= 420 Mpa
f_y= 1640 Mpa
A_{s Toron}= 560 mm²

FACTOR MINORACION ESFUERZOS

6.A.4.2.3-1 Φ_c= 1
6.A.4.2.4-1 Φ_s= 1
Φ= 1

CARACTERISTICAS CONCRETO

f_c'= 36 Mpa
6 (f_c')^{0.5}= 36 Mpa
0.60 f_c'= 22 Mpa
0.40 f_c'= 14 Mpa

CALCULO RESISTENCIA A CORTE SECCION VIGA

V_c= 2420.3 Kn
A_v= 568.0 Kn
sep= 200.0 Kn
V_s= 1610.3 Kn

φ V_{n1}= 4030.6 Kn
φ V_{n2}= 21870.0 Kn
φ V_n= 4975.6 Kn

FUERZA CABLES -PERDIDAS TOTALES (Ton)	
# cable	VG _{INT}
II-8I	203.875
II-9I	202.098
III-10I	235.887
III-11I	219.996
III-1.1	235.433

VIGA APOYO - ESFUERZOS INTERNOS (2 X 0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	7.42	0
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	0	-15.49
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	0	10.35
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-6.73	0
0,8 LL		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	2.31	0.96
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-0.51	-5.04

VIGA APOYO - FUERZA INTERNAS (2 X LL)			
PC-DC		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-1854.03	1782.72
MOMENTO MAX	M _U (Kn m)	NA	
PC-DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-120.41	114.53
MOMENTO MAX	M _U (Kn m)	NA	
2 LL		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-1051.41	1073.89
MOMENTO MAX	M _U (Kn m)	NA	NA

REVISION INDICE DE ESTADO DE ESFUERZOS

VG- EXTERIOR

TOP	BOTTON
12.4	26.7
Ok	Ok
TOP	BOTTON
29.2	18.5
Ok	Ok
TOP	BOTTON
21.6	1.3
Ok	Ok
PRE-ESFUERZO	
1355.9	
Ok	

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^s - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

REVISION INDICE DE ESTADO DE FUERZAS

CORTANTE
1.1
Ok
FLEXION
0.0
NA

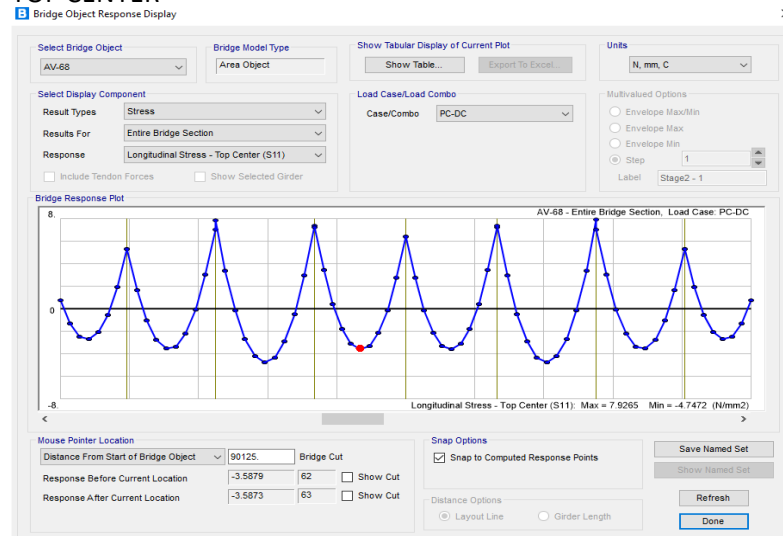
$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$



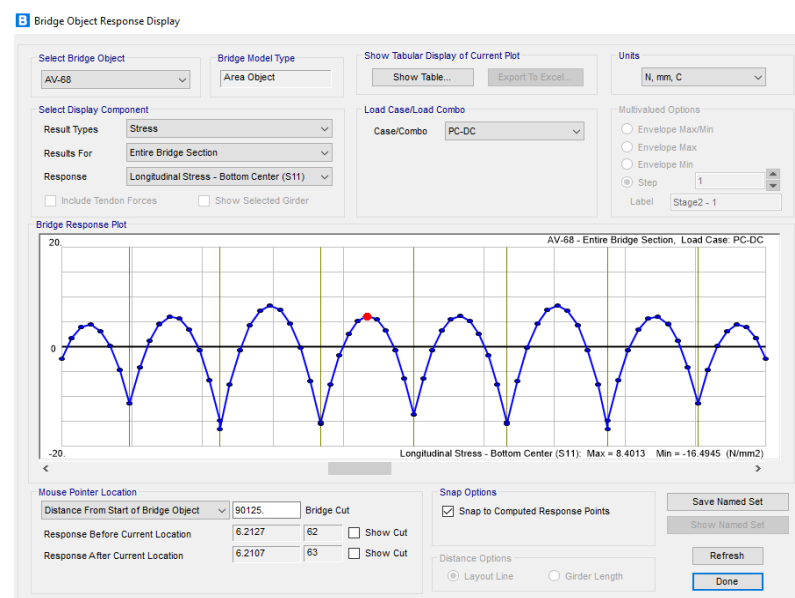
10.3.3. Esfuerzos Viga en el Centro de Luz

PC-DC

TOP CENTER



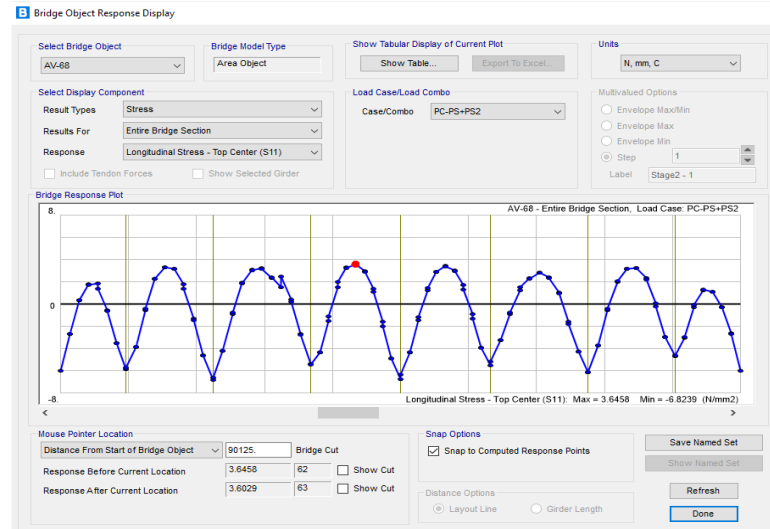
BOTTON CENTER



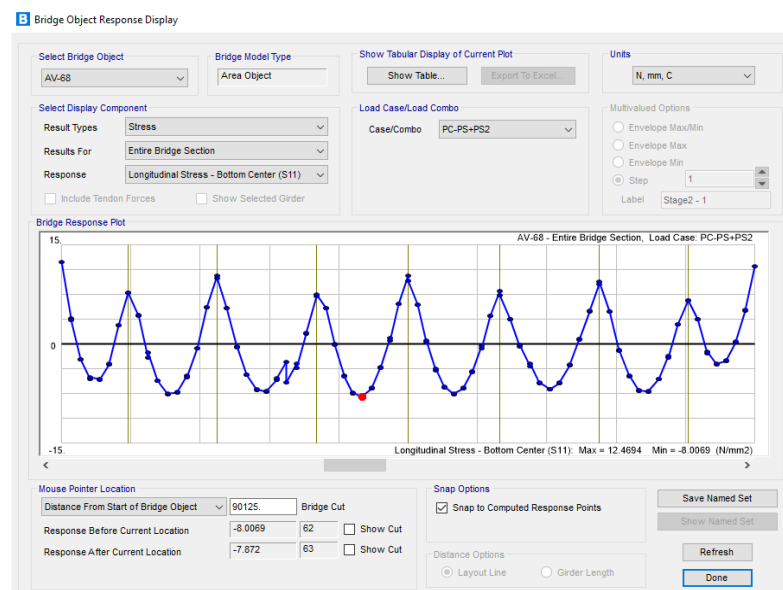


PS-1+PS-2

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

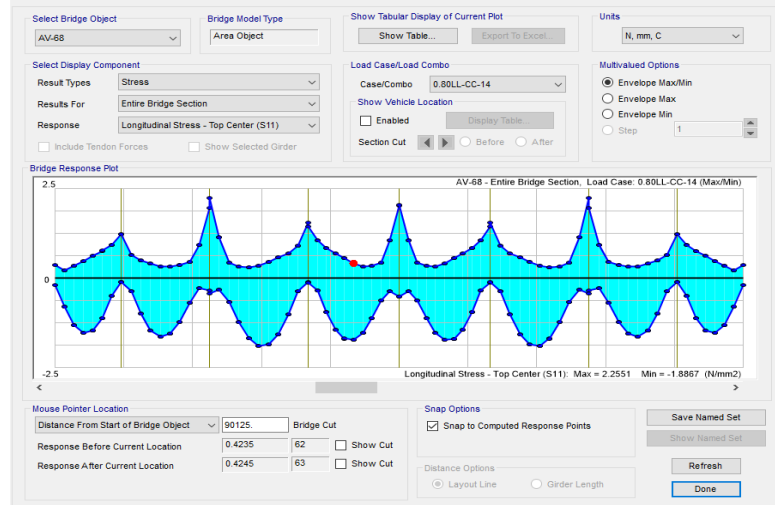




0.8 LL

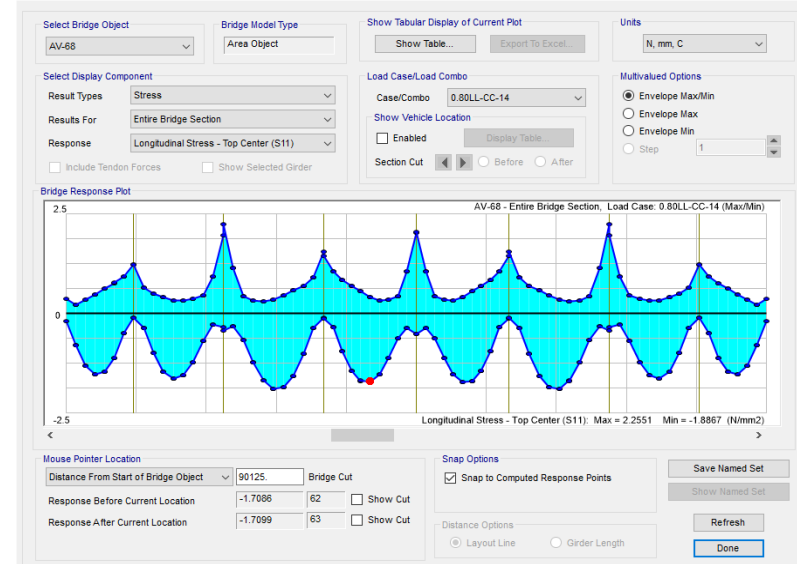
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

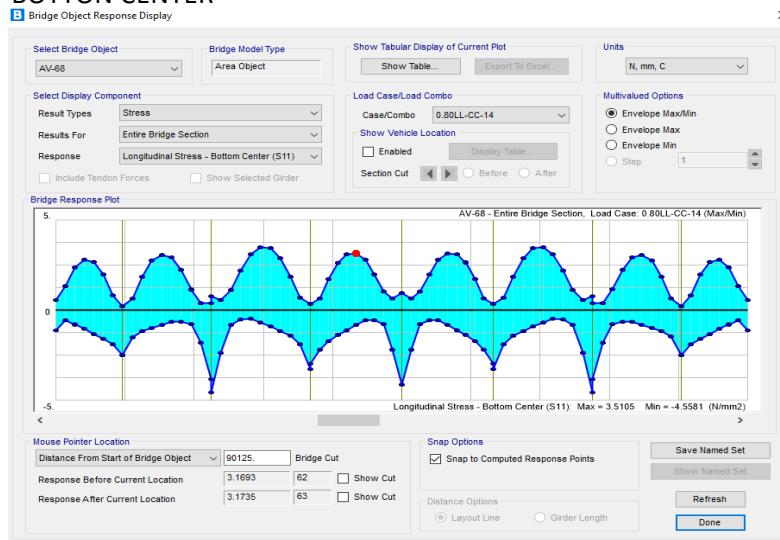
Bridge Object Response Display



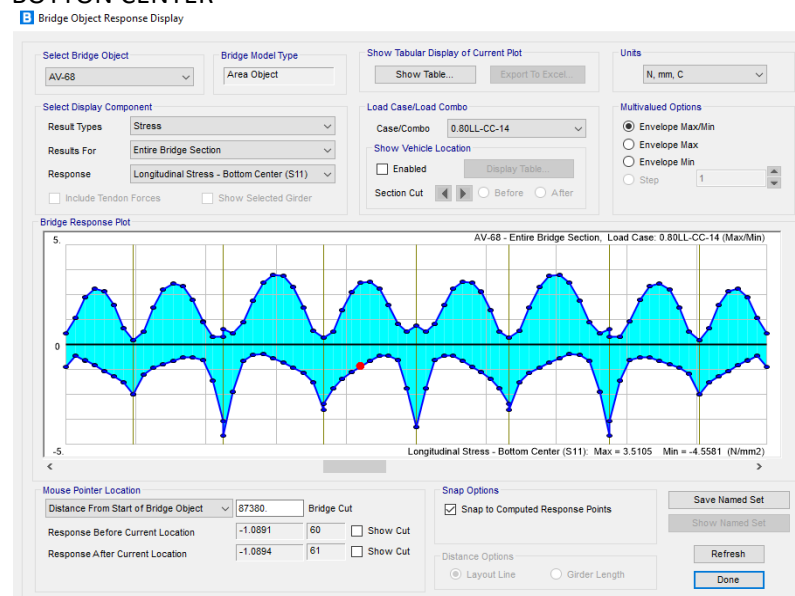


0.8 LL

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER





VIGA CENTRO LUZ - ESFUERZOS INTERNOS (0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0	6.21
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-3.59	0
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	3.64	0
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	0	-8
0,8 LL		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.42	3.17
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-1.71	-1.08

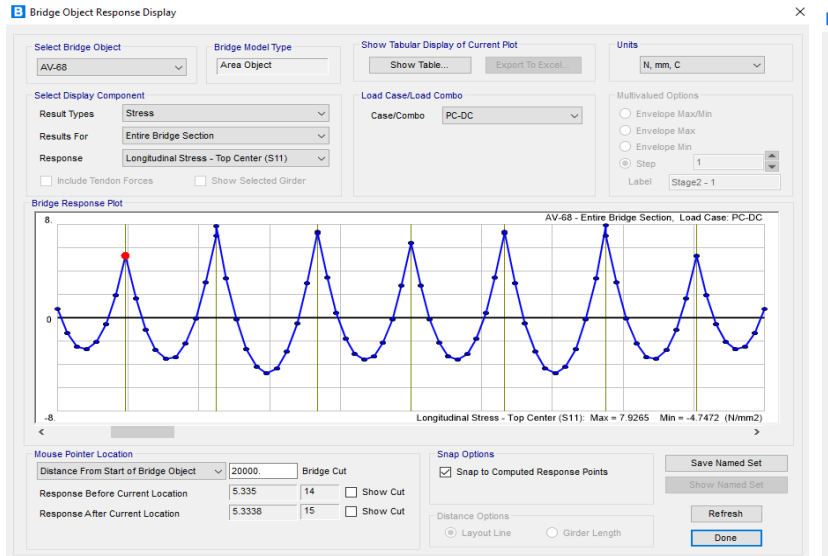


10.4. Puente costado norte – Luz 1

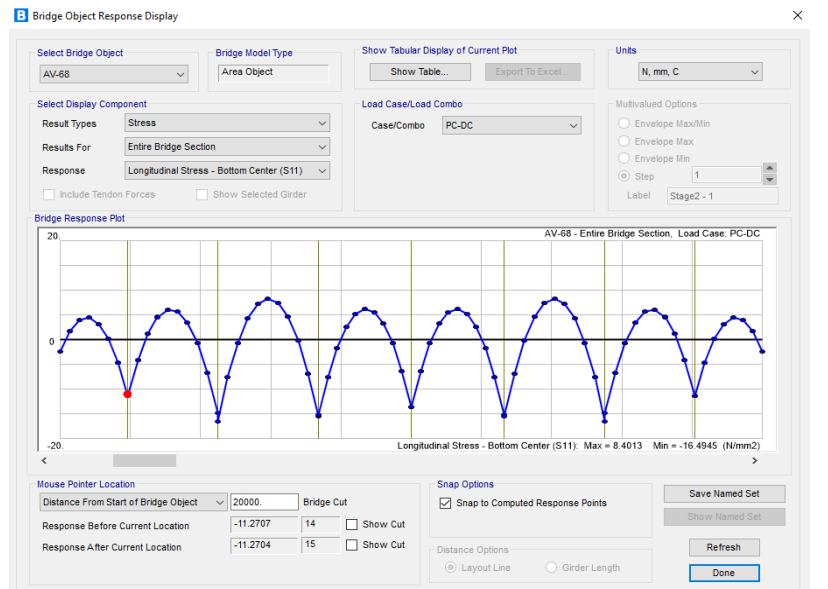
10.4.1. Esfuerzos Viga en el Apoyo

PC-DC

TOP CENTER



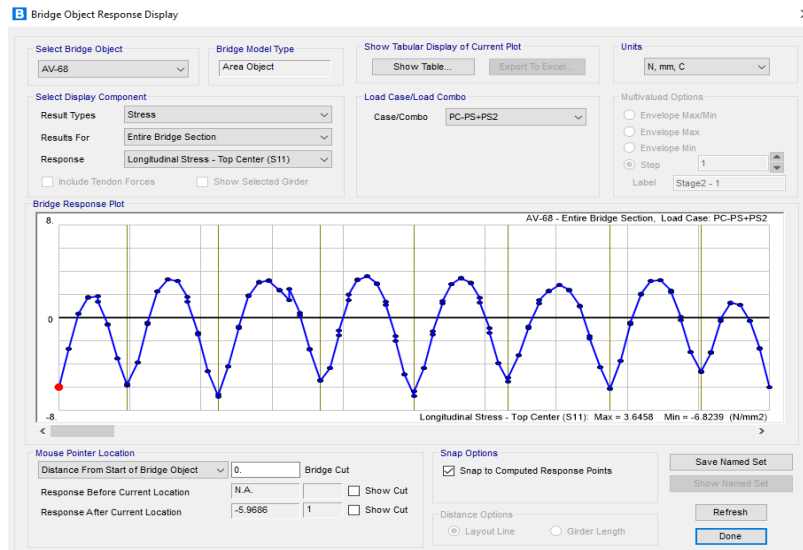
BOTTOM CENTER



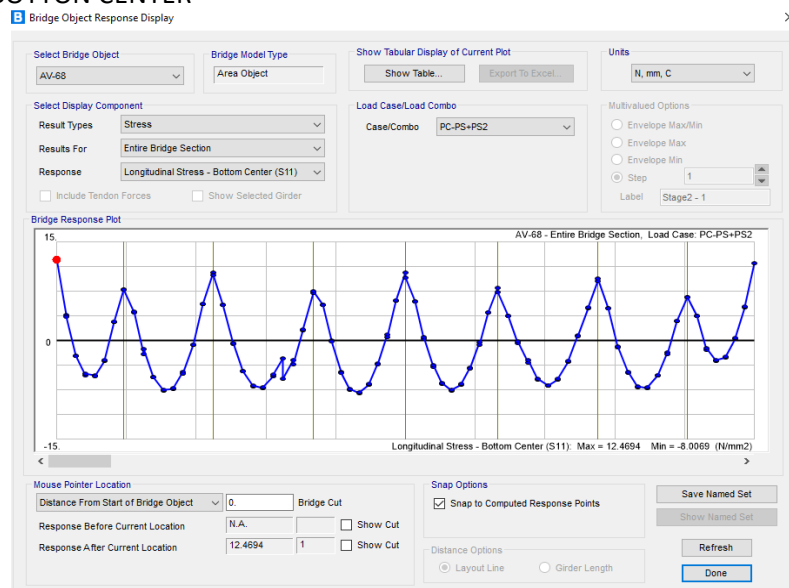


PS-1+PS-2

TOP CENTER



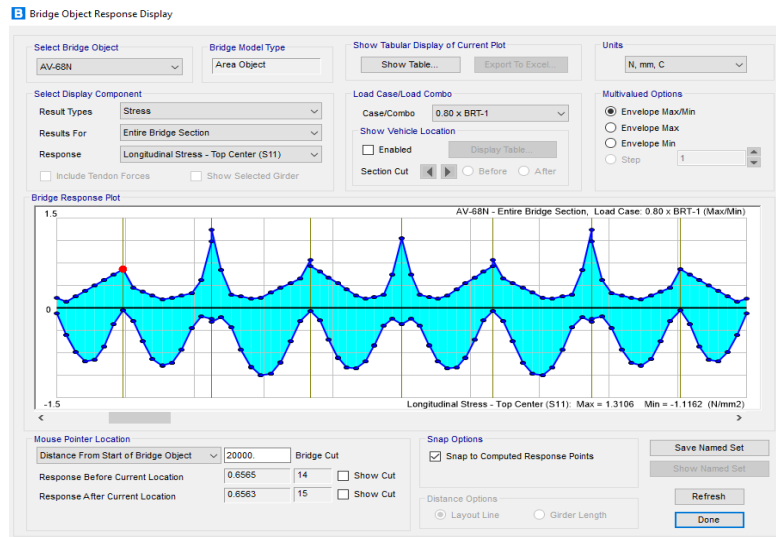
BOTTOM CENTER



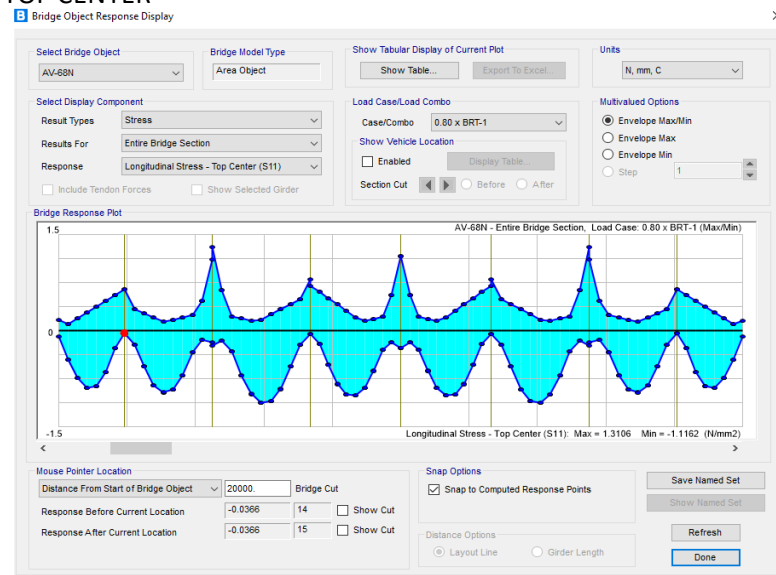


0.8-BRT-1

TOP CENTER



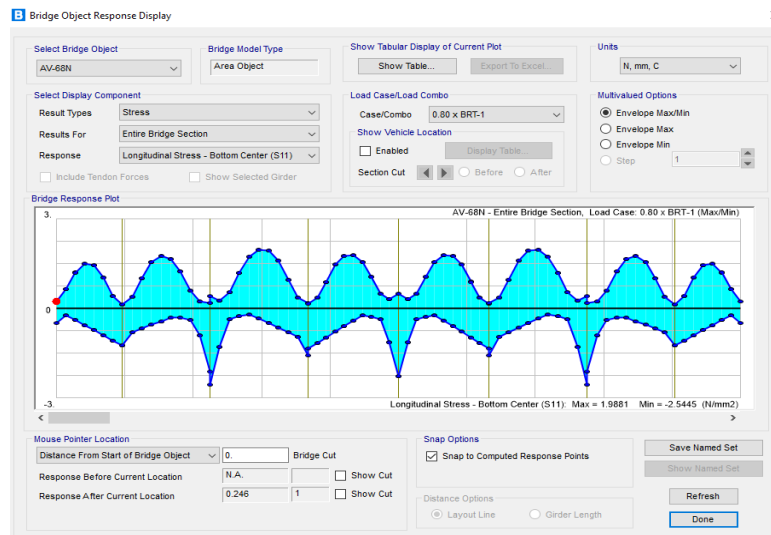
TOP CENTER



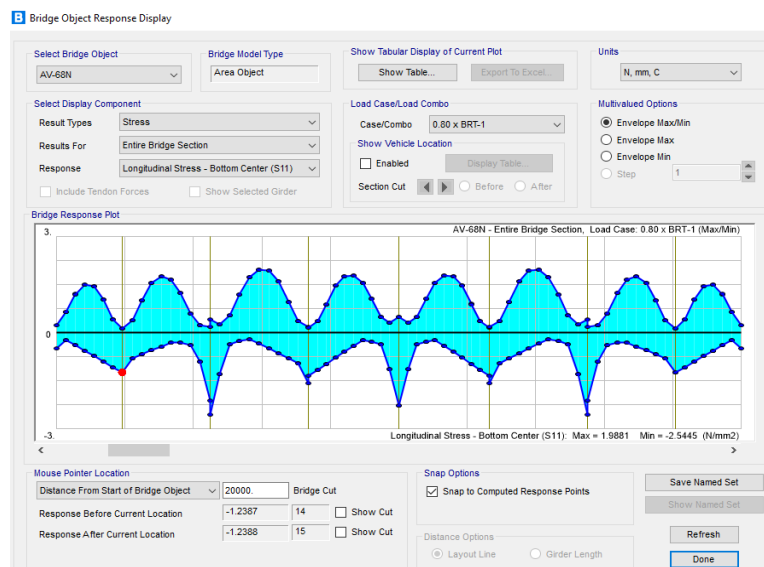


0.8-BRT-1

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER

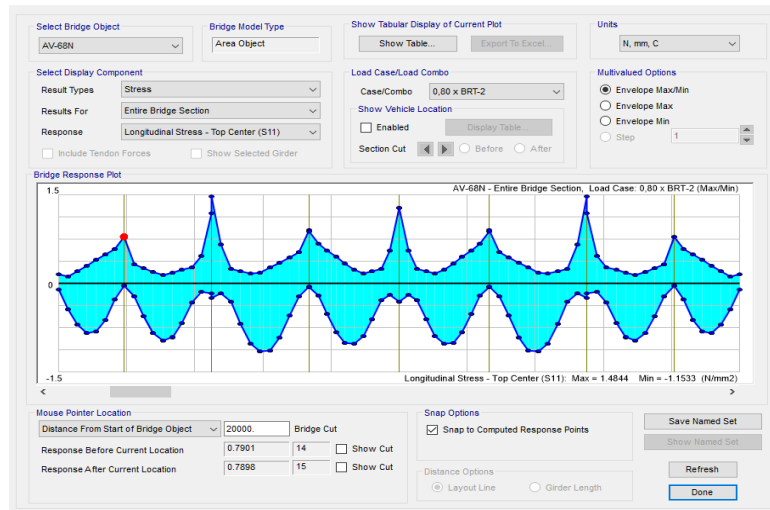




0.8-BRT-2

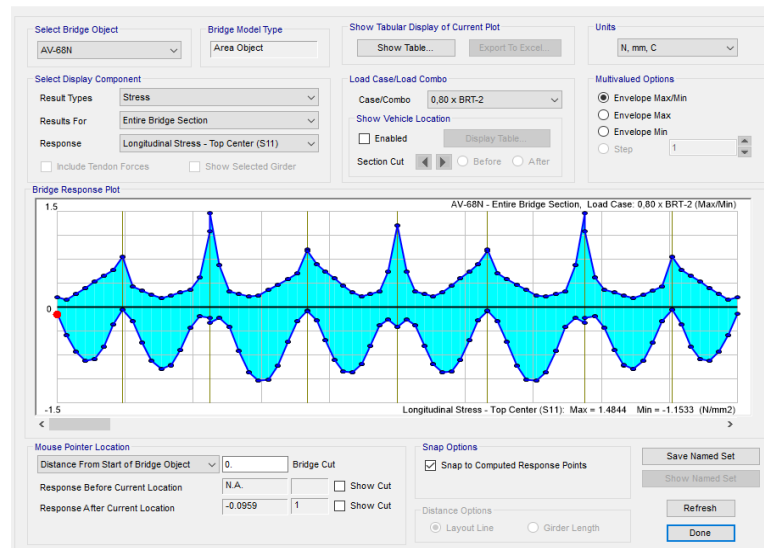
TOP CENTER

B Bridge Object Response Display



TOP CENTER

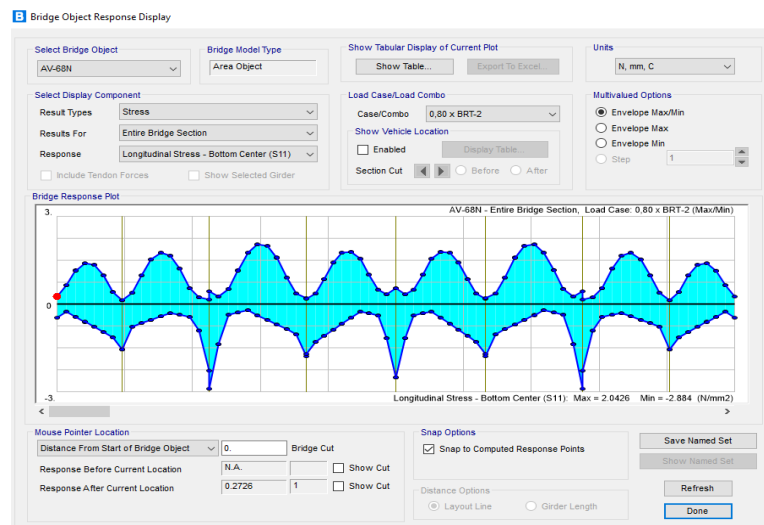
B Bridge Object Response Display



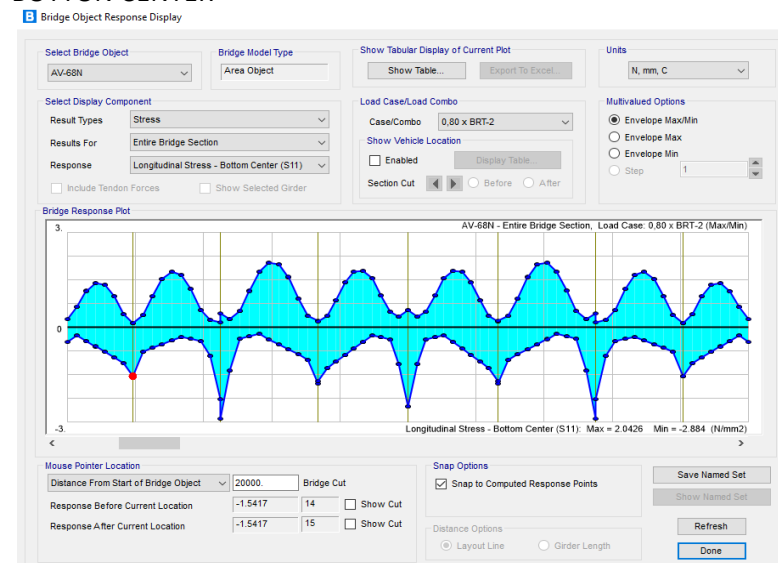


0.8-BRT-2

BOTTON CENTER



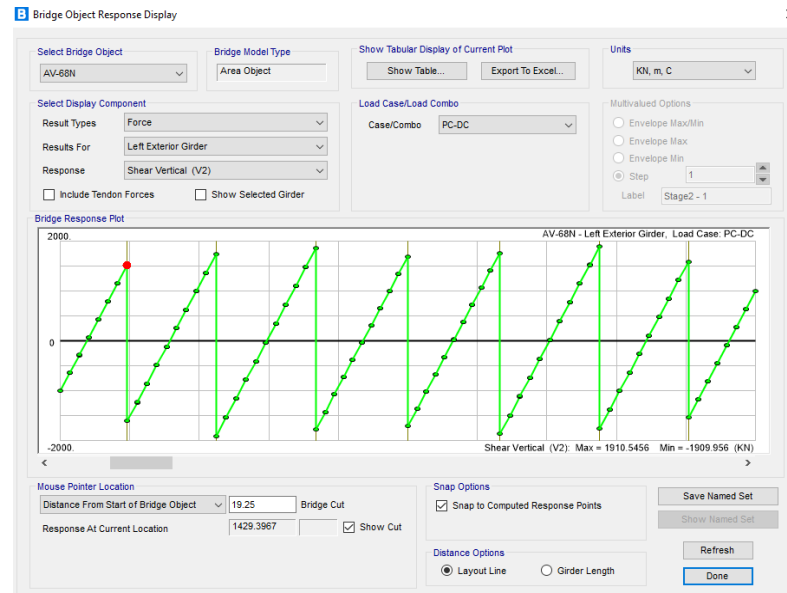
BOTTON CENTER



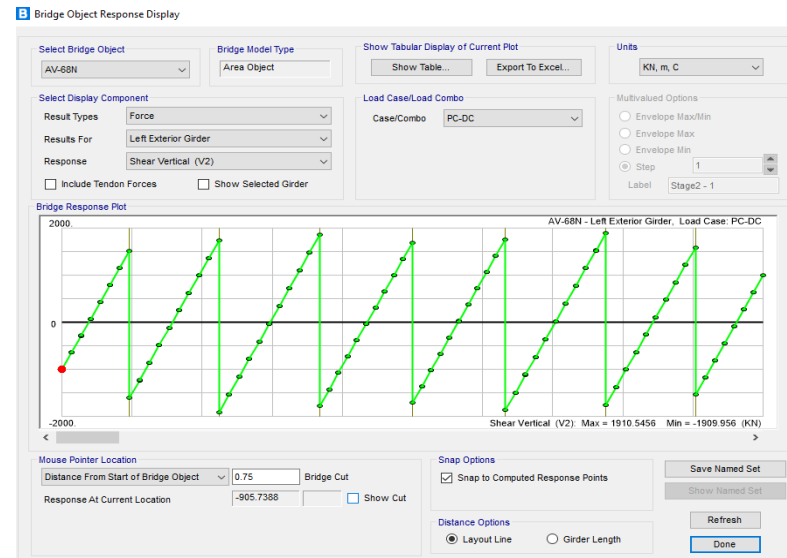
10.4.2. Cortante Viga en el Apoyo

PC-DC

MAX



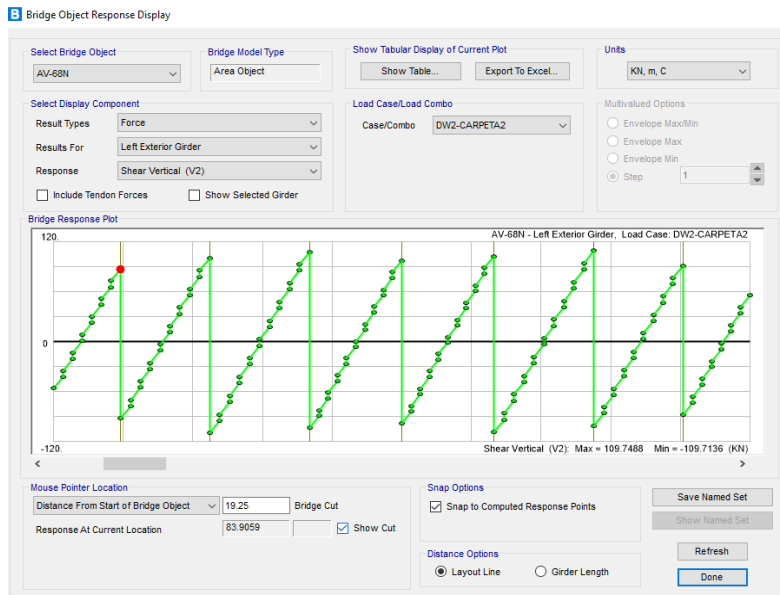
MIN



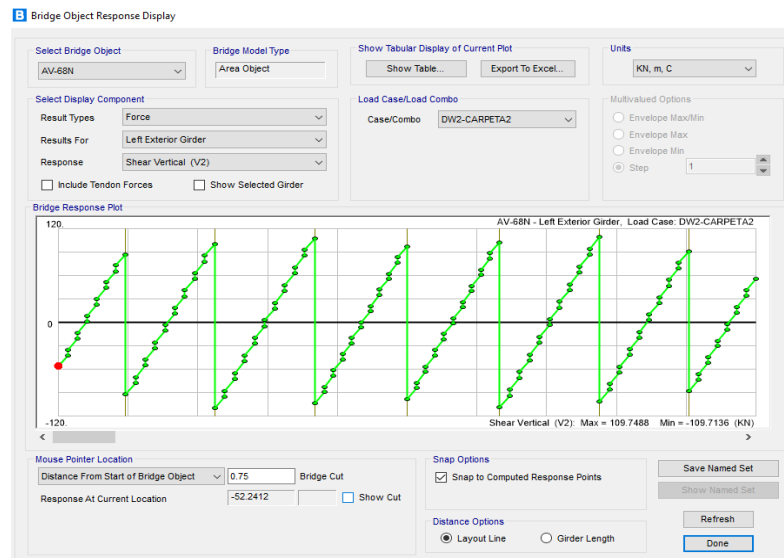


PC-DW

MAX



MIN

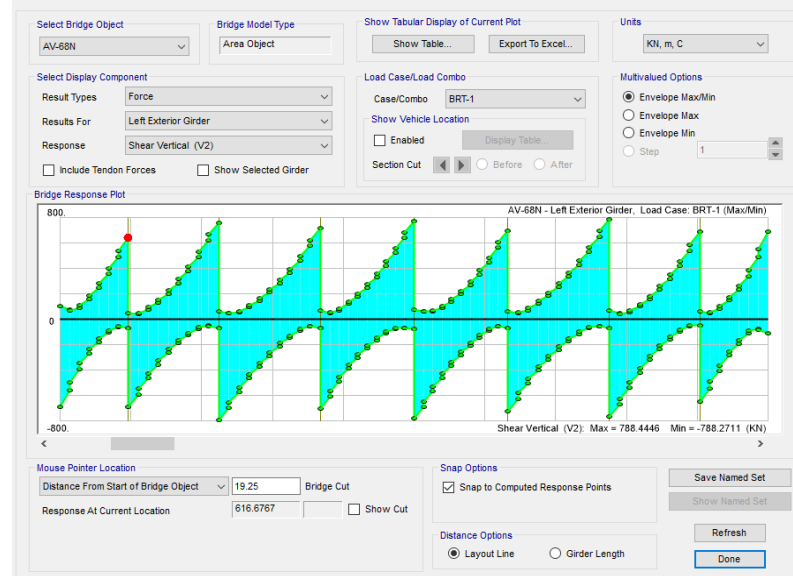




BRT-1

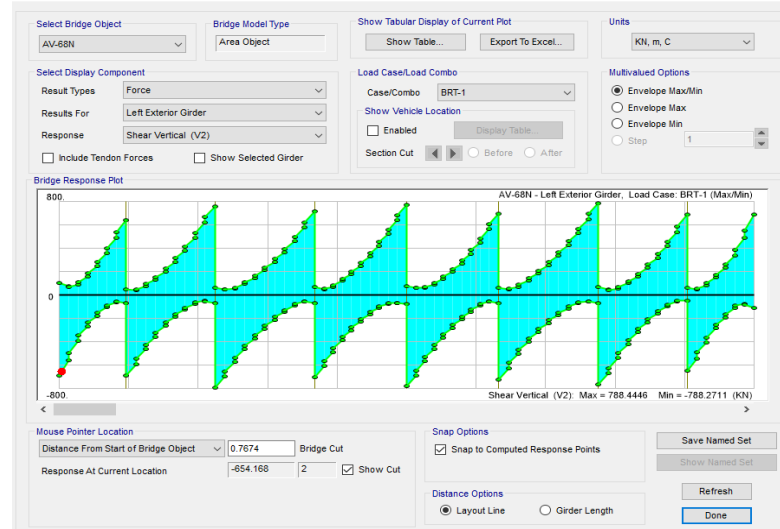
MAX

Bridge Object Response Display



MIN

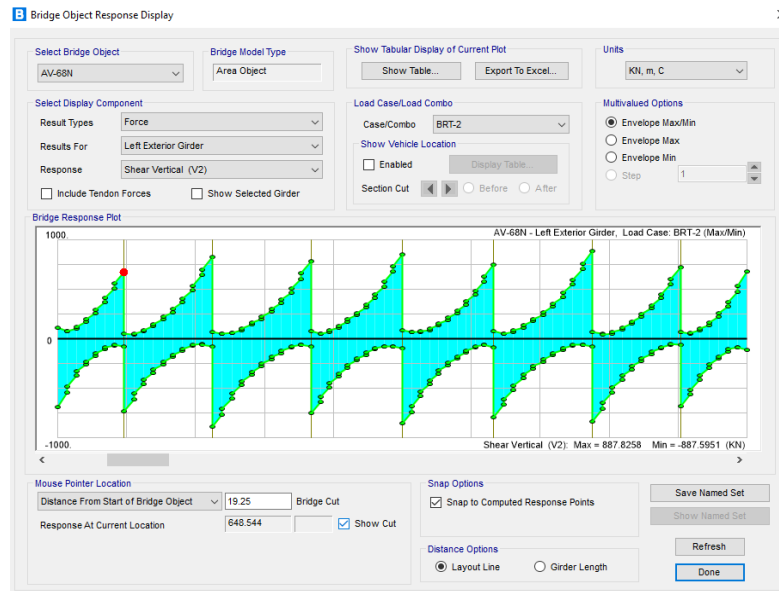
Bridge Object Response Display



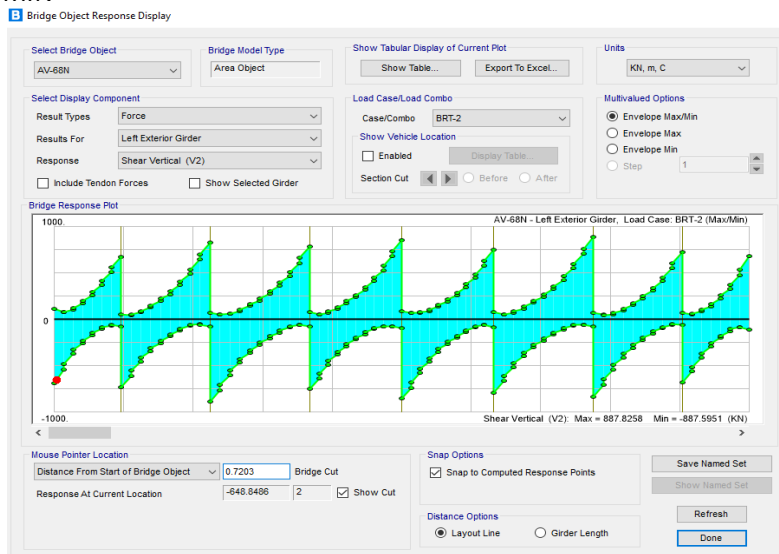


BRT-2

MAX



MIN





REVISION FACTORES DE CLASIFICACION VIGAS PRE-ESFORZADAS - LUZ 1

SECCION TRANSVERSAL VIGA

bw (mm)= 1800 mm
h_{total} (mm)= 1400 mm
d's (mm)= 50 mm
ds (mm)= 1350 mm

CARACTERISTICAS CABLES PRE-ESFUERZO

f_y= 420 Mpa
f_y= 1640 Mpa
A_s _{Toron} = 560 mm²

FACTOR MINORACION ESFUERZOS

6.A.4.2.3-1 Φ_c= 1
6.A.4.2.4-1 Φ_s= 1
Φ= 1

CARACTERISTICAS CONCRETO

f_c'= 36 Mpa
6 (f_c')^{0.5}= 36 Mpa
0.60 f_c'= 22 Mpa
0.40 f_c'= 14 Mpa

CALCULO RESISTENCIA A CORTE SECCION VIGA

V_c= 2420.3 Kn
A_v= 568.0 Kn
sep= 200.0 Kn
V_s= 1610.3 Kn

φ V_{n1}= 4030.6 Kn
φ V_{n2}= 21870.0 Kn
φ V_n= 4975.6 Kn

FUERZA CABLES - PERDIDAS TOTALES (Ton)	
# cable	VG _{INT}
I-2I	238.917
I-3I	235.186
I-4I	235.114
I-5I	235.144
I-1.2I	262.677

VIGA APOYO - ESFUERZOS INTERNOS (2 X 0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _t (Mpa)	5.335	0
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	0	-11.270
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _t (Mpa)	0	12.460
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-5.960	0
0.80-BRT-1		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _t (Mpa)	0.650	0.246
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-0.036	-1.238
0.8-BRT-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _t (Mpa)	0.790	0.273
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-0.096	-1.541

VIGA APOYO - FUERZA INTERNAS (2 X LL)			
PC-DC		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-905.74	1429.38
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
PC-DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-52.24	83.9
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
BRT-1		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-654.17	616.67
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
BRT-2		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-648.84	648.84
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	NA



REVISION INDICE DE ESTADO DE ESFUERZOS

VG- EXTERIOR

TOP	BOTTON
47.2	95.7
Ok	Ok
TOP	BOTTON
434.4	12.5
Ok	Ok
TOP	BOTTON
317.2	7.1
Ok	Ok
PRE-ESFUERZO	
5282.7	
Ok	

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^* - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

REVISION INDICE DE ESTADO DE FUERZAS

CORTANTE
2.9
Ok
FLEXION
0.0
NA

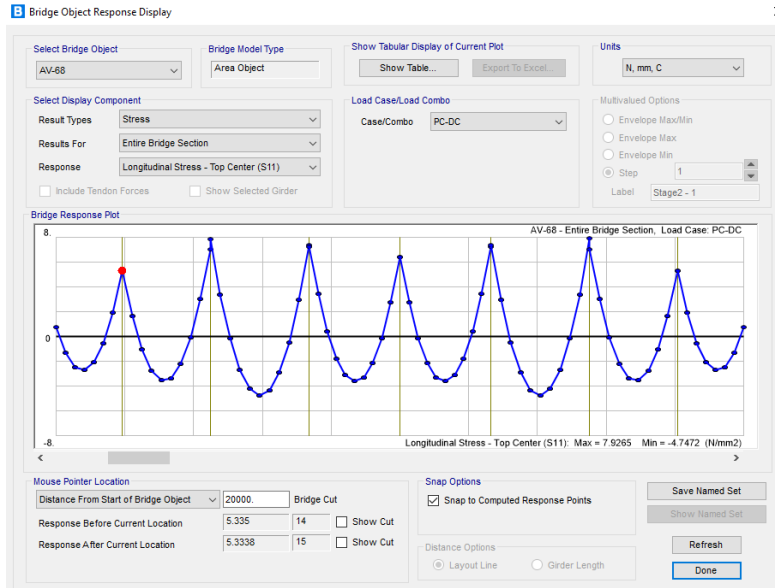
$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$



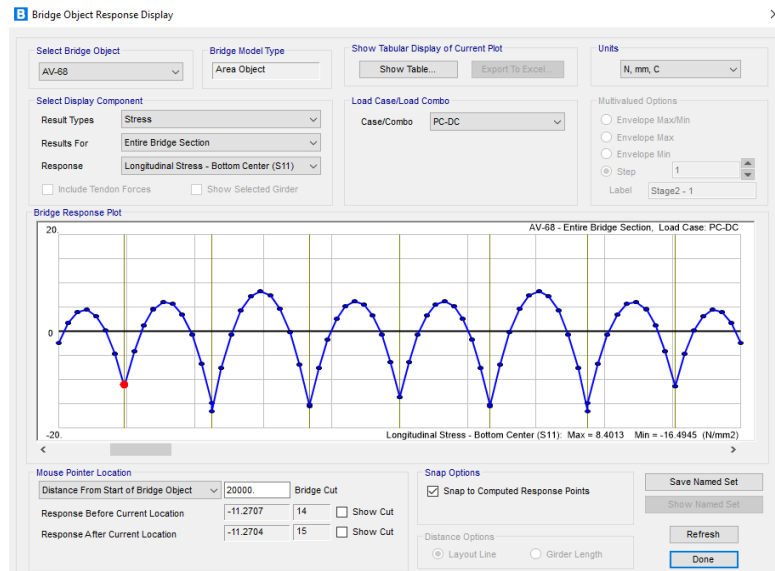
10.4.3. Esfuerzos Viga en el Centro de Luz

PC-DC

TOP CENTER



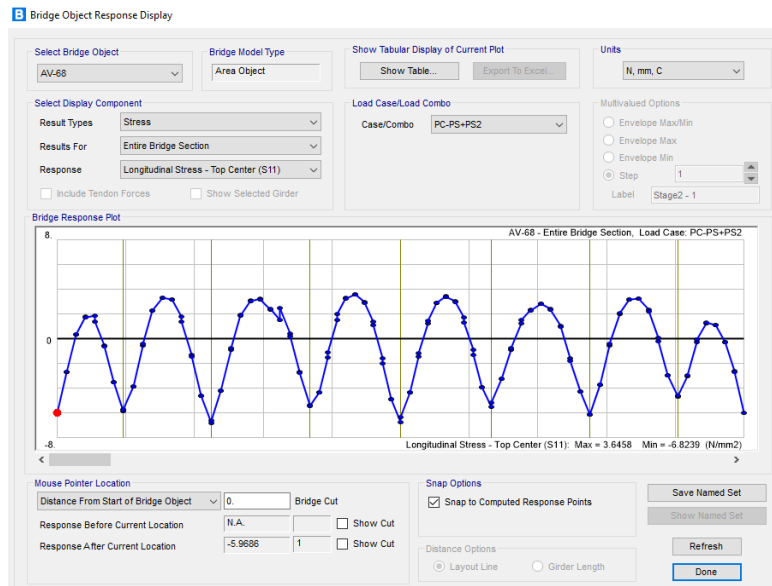
BOTTON CENTER



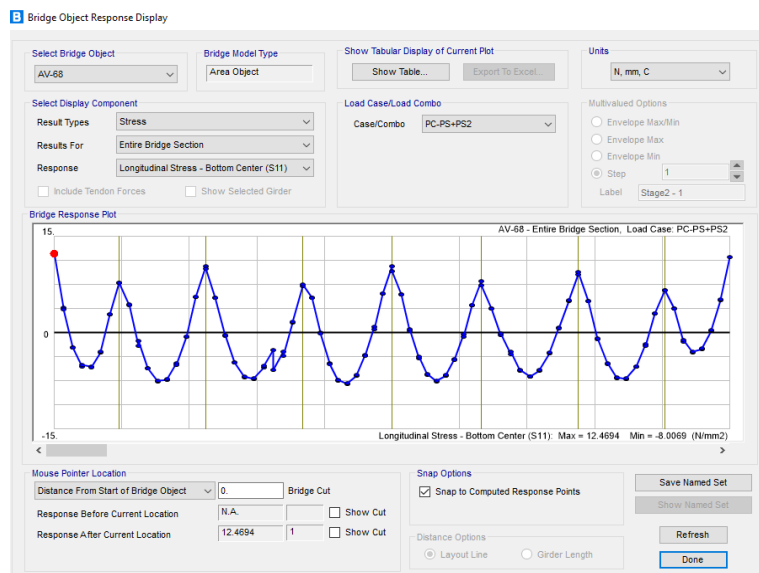


PS-1+PS-2

TOP CENTER



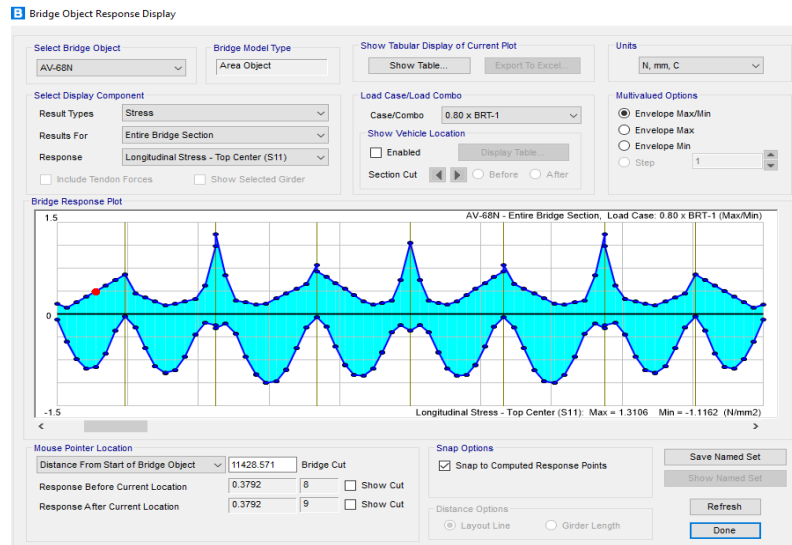
BOTTOM CENTER



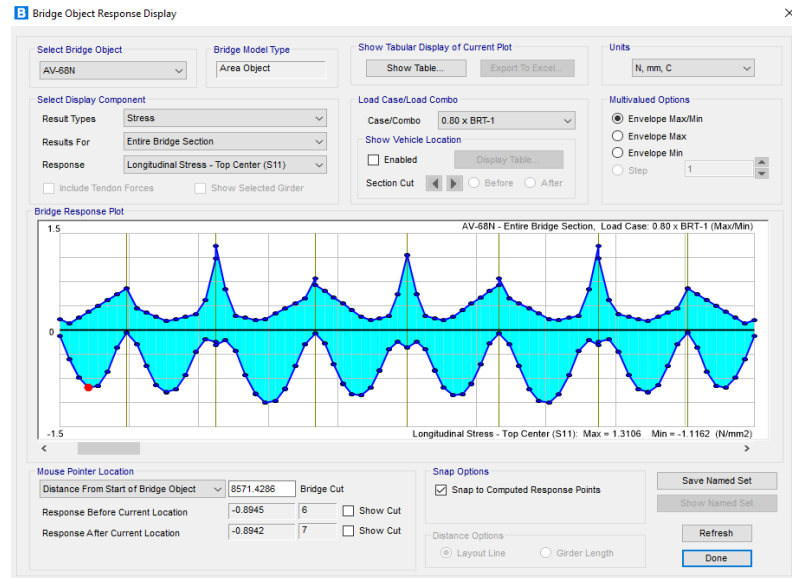


0.8-BRT-1

TOP CENTER



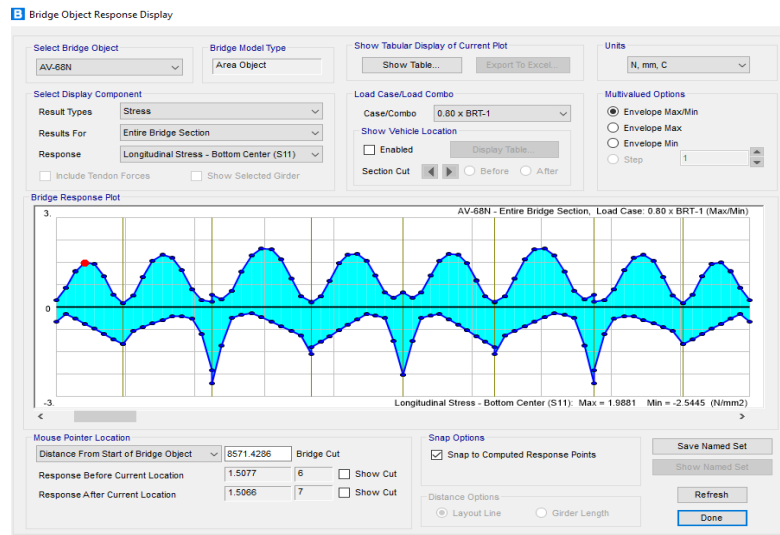
TOP CENTER



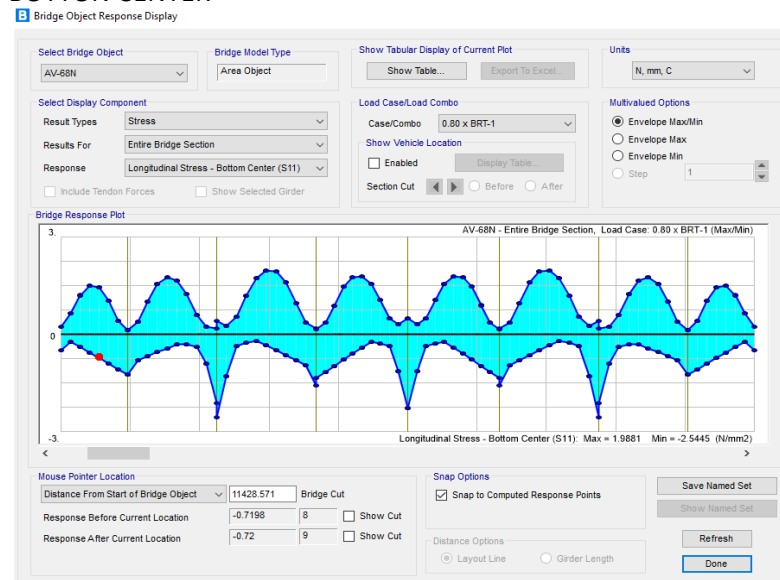


0.8-BRT-1

BOTTON CENTER



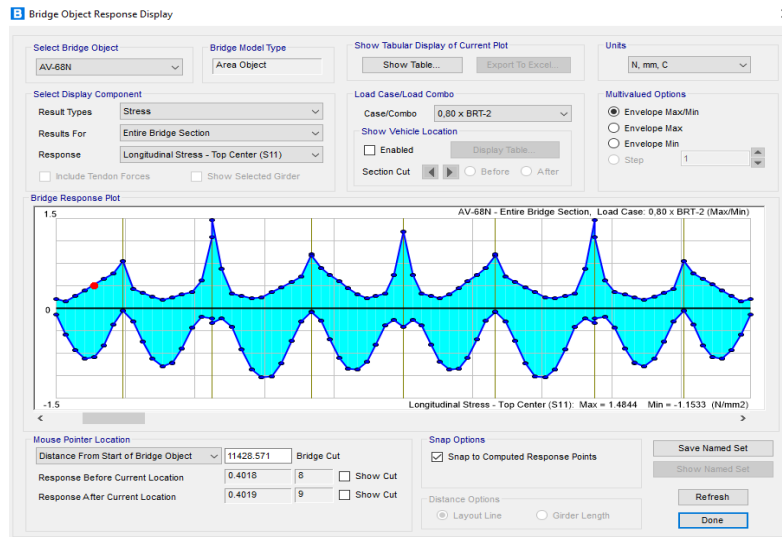
BOTTON CENTER



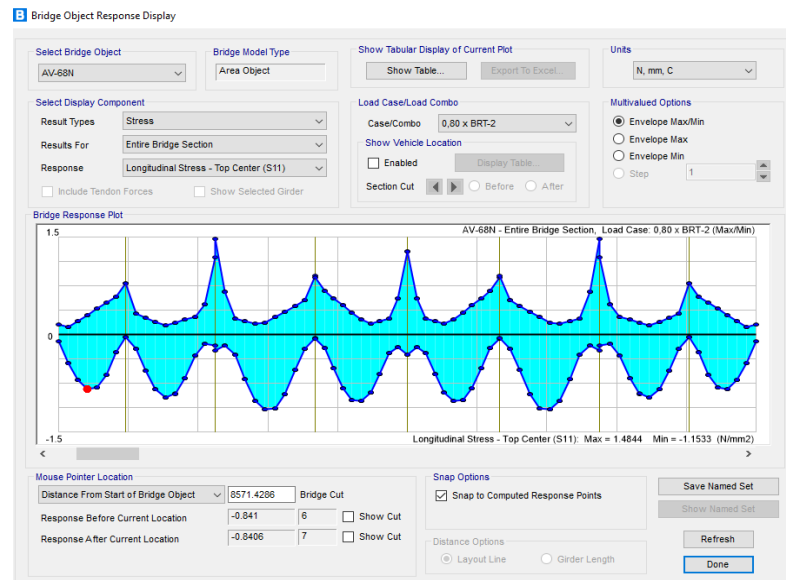


0.8-BRT-2

TOP CENTER



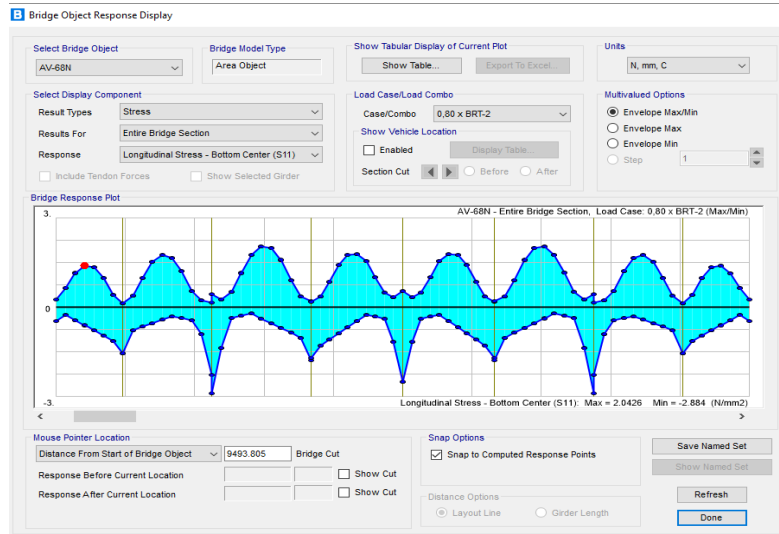
TOP CENTER



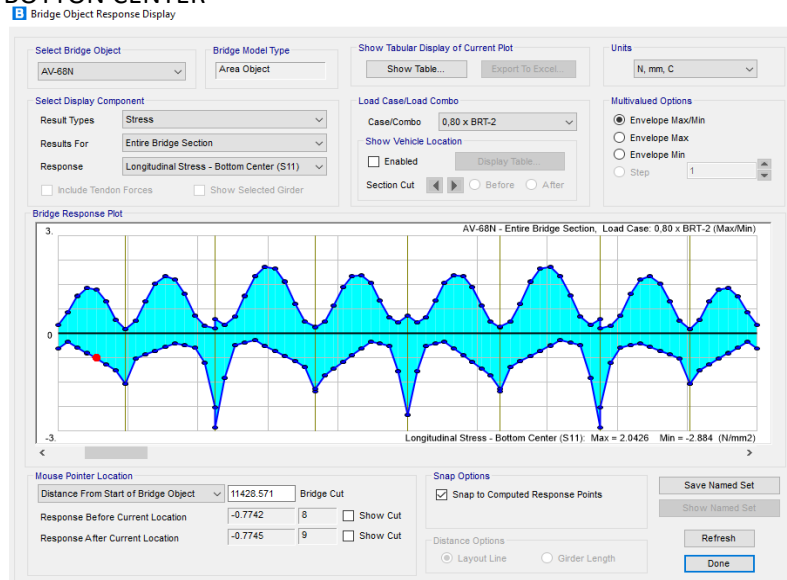


0.8-BRT-2

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER





VIGA CENTRO LUZ - ESFUERZOS INTERNOS (0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0	4.49
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-2.69	0
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	1.87	0
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	0	-5.35
0.80-BRT-1		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.379	1.51
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-0.894	-0.72
0.8-BRT-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.401	1.416
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-0.84	-0.774

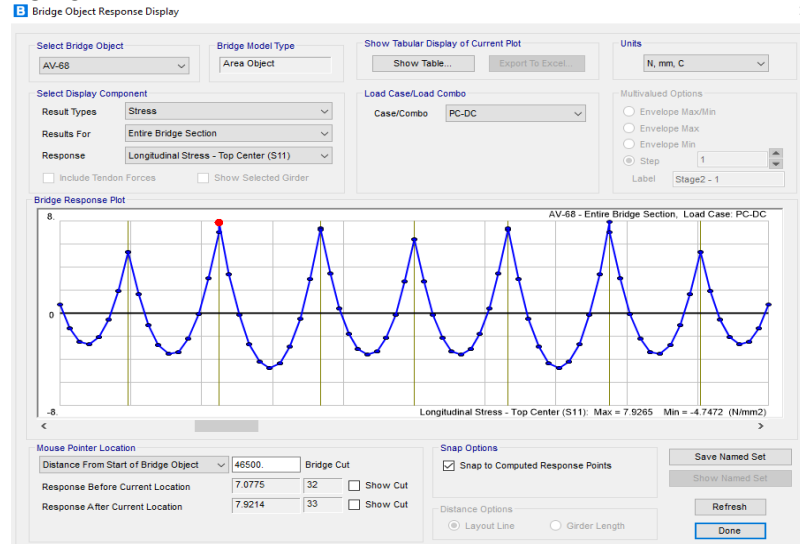


10.5. Puente costado norte – Luz 2

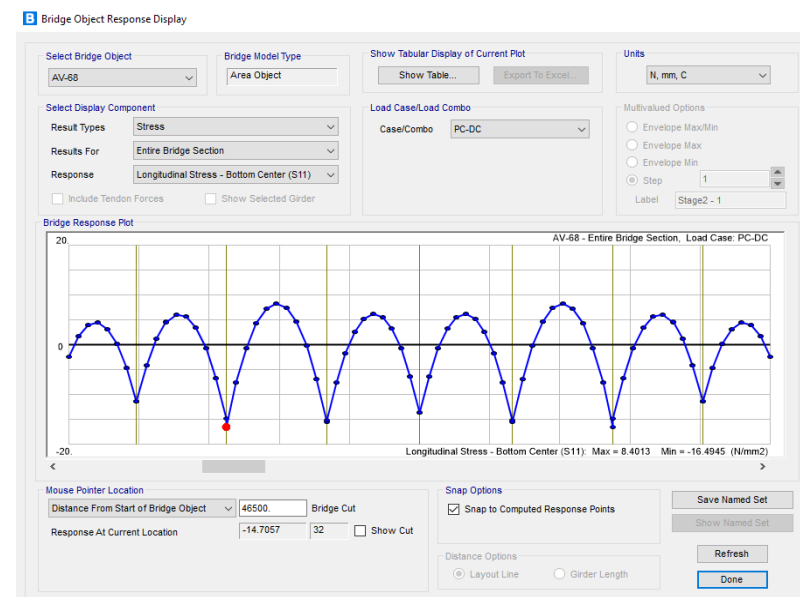
10.5.1. Esfuerzos Viga en el Apoyo

PC-DC

TOP CENTER



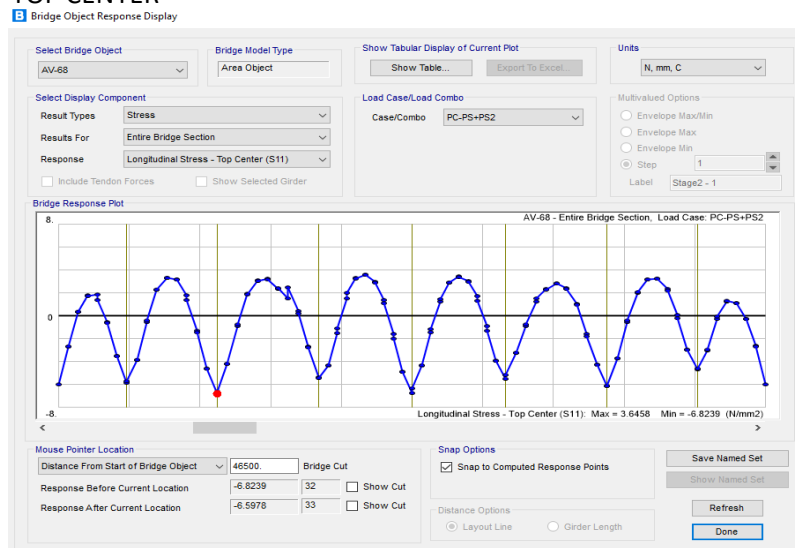
BOTTOM CENTER



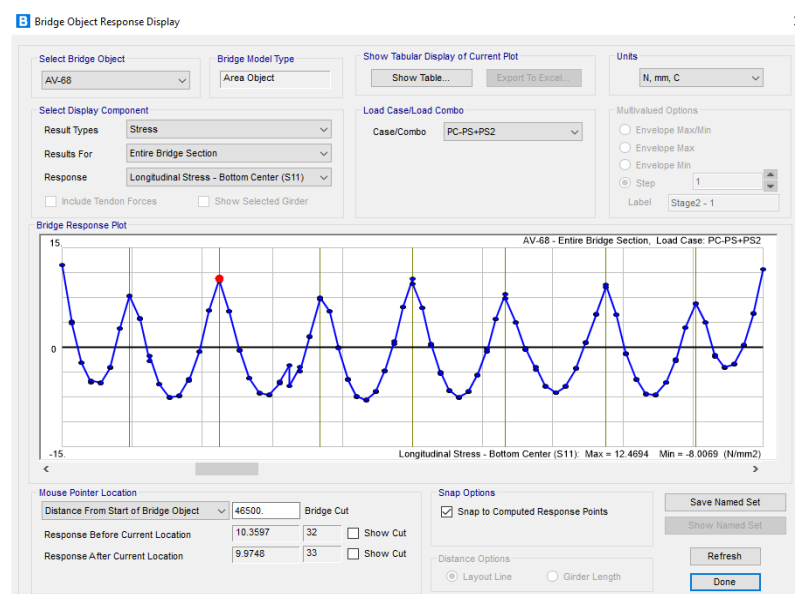


PS-1+PS-2

TOP CENTER



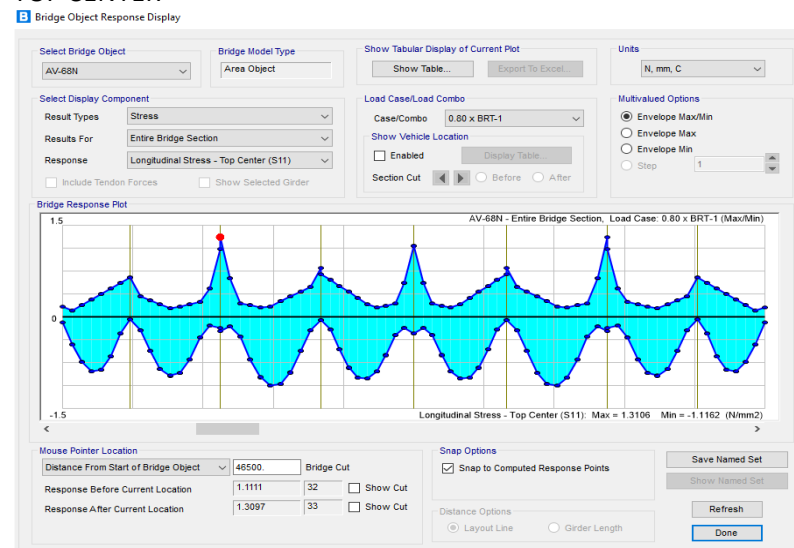
BOTTON CENTER





0.8-BRT-1

TOP CENTER



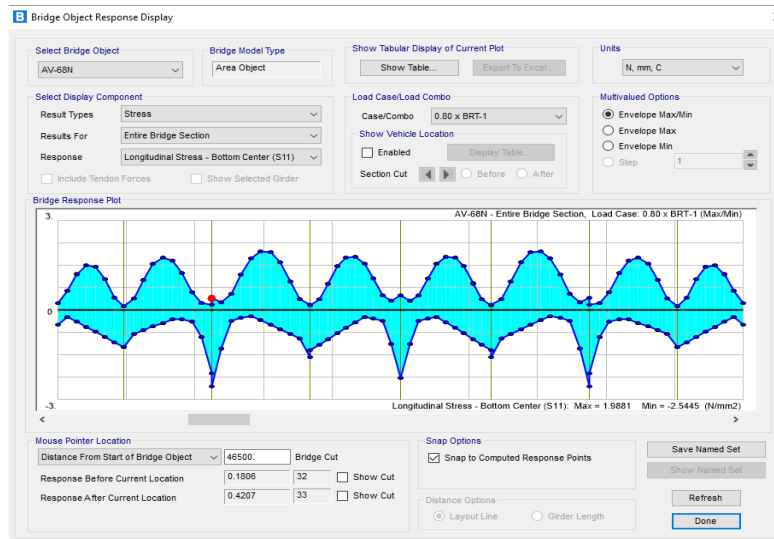
TOP CENTER



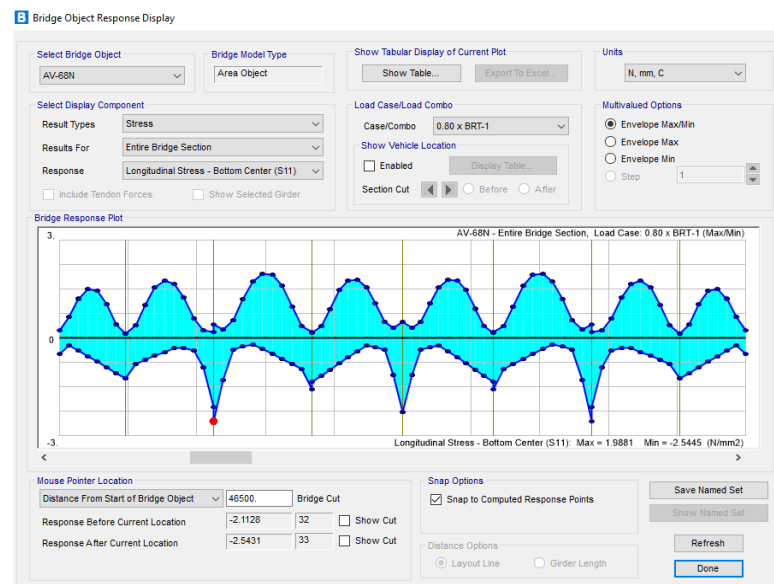


0.8-BRT-1

BOTTON CENTER



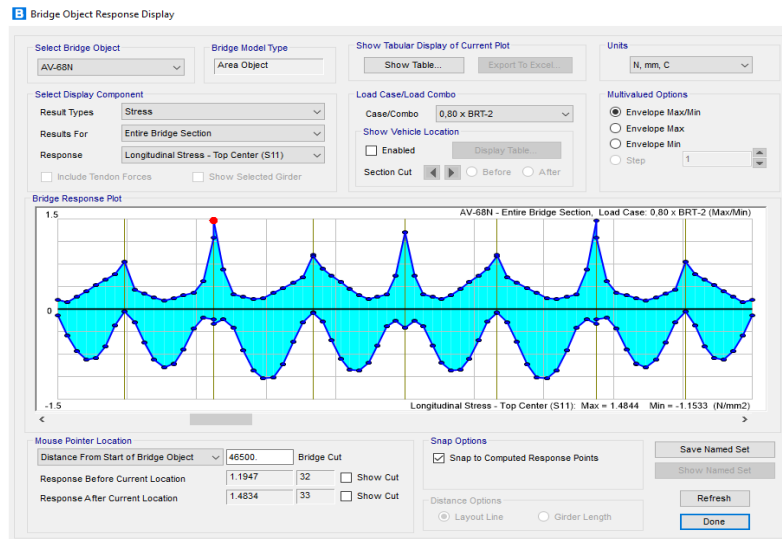
BOTTON CENTER



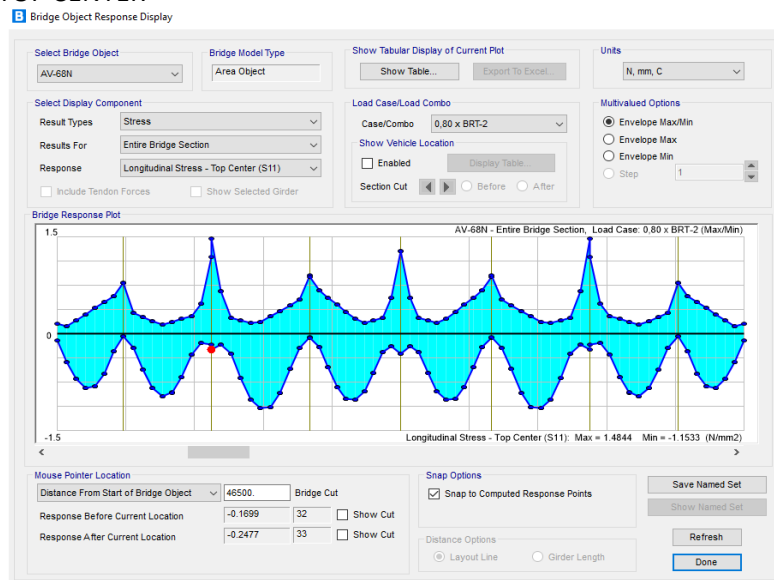


0.8-BRT-2

TOP CENTER



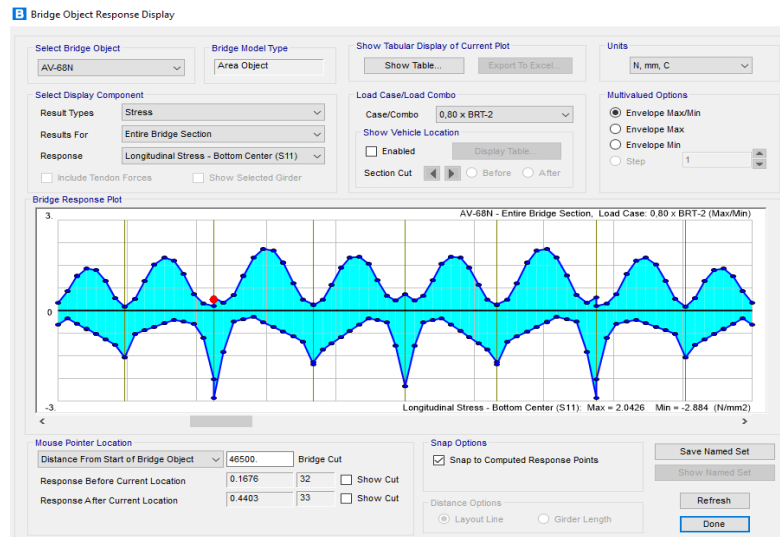
TOP CENTER



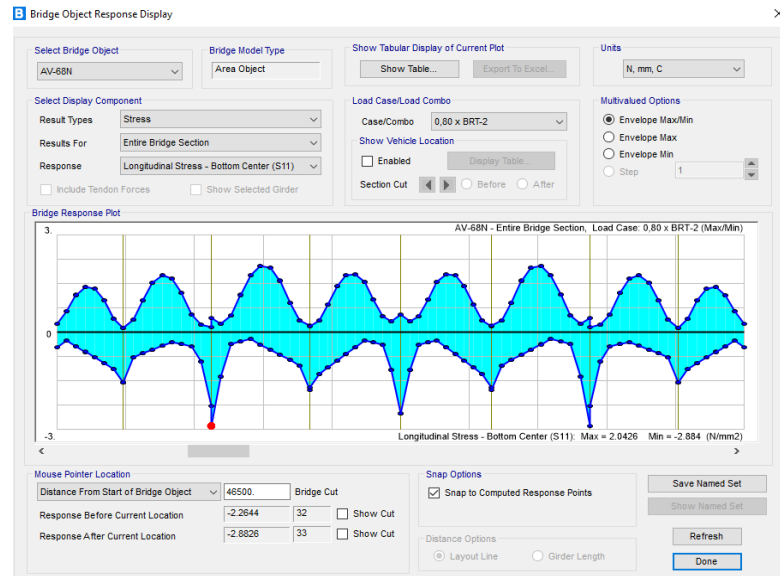


0.8-BRT-2

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER

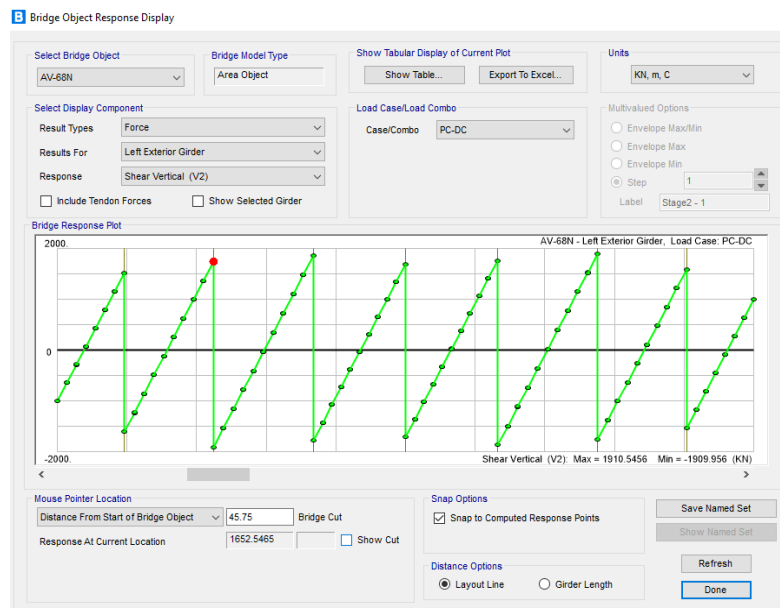




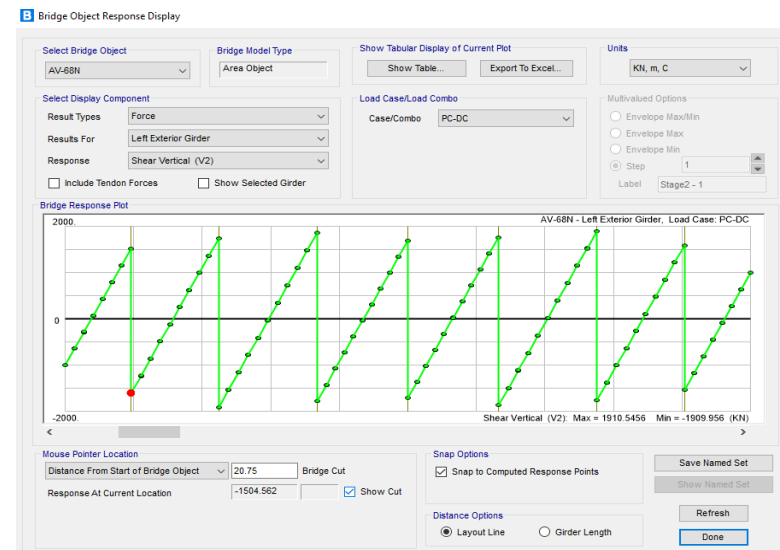
10.5.2. Cortante Viga en el Apoyo

PC-DC

MAX



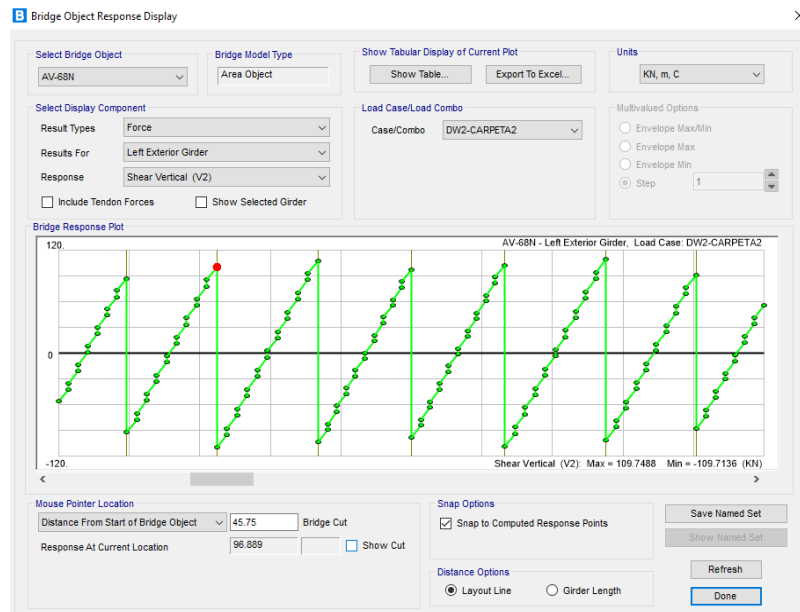
MIN



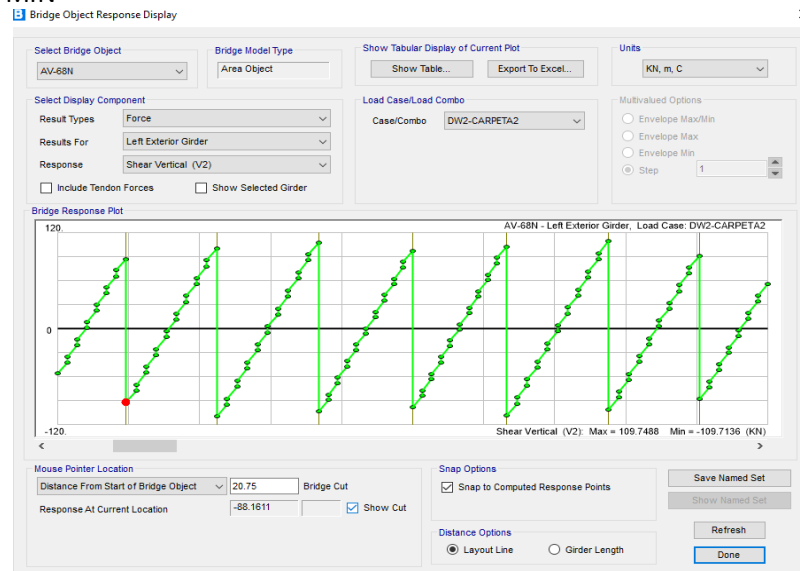


PC-DW

MAX



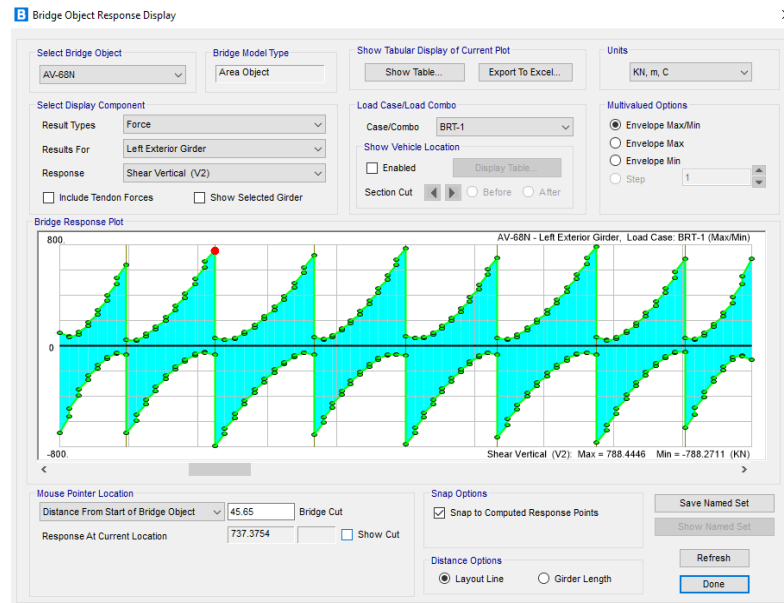
MIN



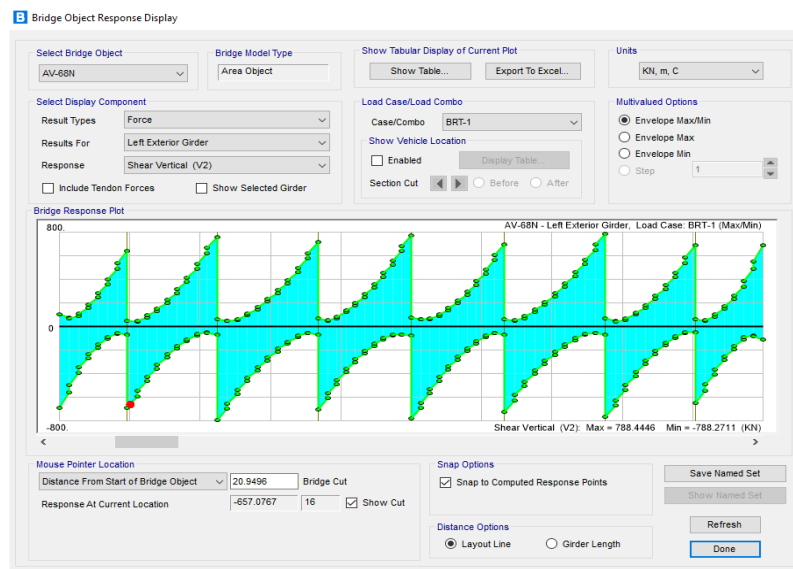


BRT-1

MAX



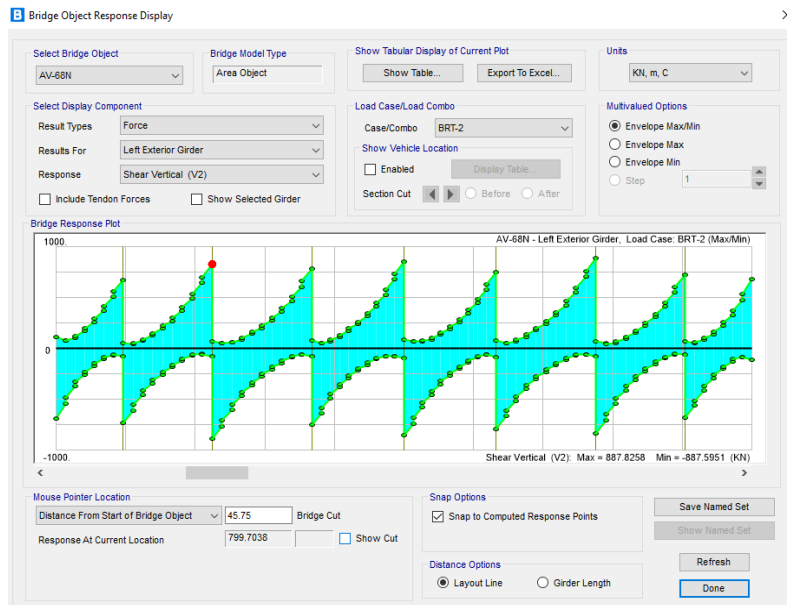
MIN



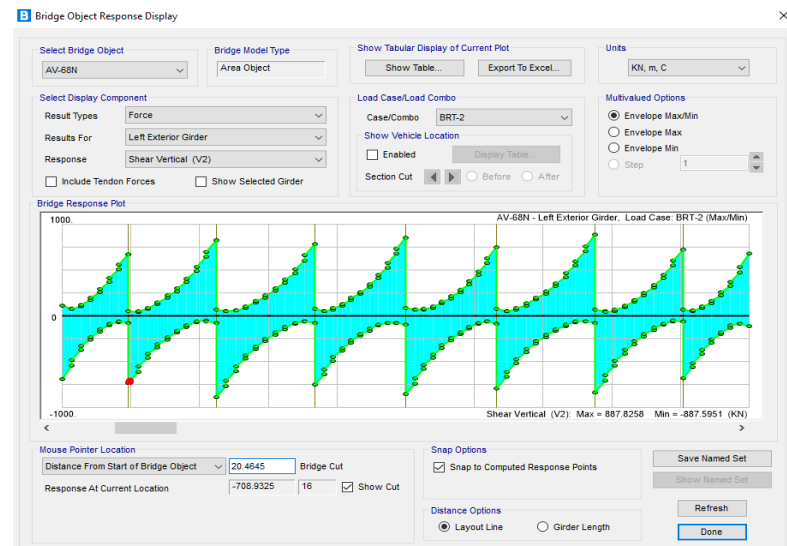


BRT-2

MAX



MIN



REVISION FACTORES DE CLASIFICACION VIGAS PRE-ESFORZADAS - LUZ 2

SECCION TRANSVERSAL VIGA

bw (mm)= 1800 mm
h_{total} (mm)= 1400 mm
d's (mm)= 50 mm
ds (mm)= 1350 mm

CARACTERISTICAS CABLES PRE-ESFUERZO

f_y= 420 Mpa
f_y= 1640 Mpa
A_{s Toron}= 560 mm²

FACTOR MINORACION ESFUERZOS

6.A.4.2.3-1 Φ_c= 1
6.A.4.2.4-1 Φ_s= 1
Φ= 1

CARACTERISTICAS CONCRETO

f_c'= 36 Mpa
6 (f_c')^{0.5}= 36 Mpa
0.60 f_c'= 22 Mpa
0.40 f_c'= 14 Mpa

CALCULO RESISTENCIA A CORTE SECCION VIGA

V_c= 2420.3 Kn
A_v= 568.0 Kn
s_{ep}= 200.0 Kn
V_s= 1610.3 Kn

φ V_{n1}= 4030.6 Kn
φ V_{n2}= 21870.0 Kn
φ V_n= 4975.6 Kn

FUERZA CABLES - PERDIDAS TOTALES (Ton)	
# cable	VG _{INT}
I-3I	215.41
I-4I	215.288
I-6I	230.634
I-7I	228.414
I-1.2I	240.528

VIGA APOYO - ESFUERZOS INTERNOS (2 X 0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	7.92	0
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	0	-14.71
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	0	10.35
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-6.82	0
0.8 BRT-1		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	1.309	0.42
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-0.23	-2.54
0.8 BRT-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	1.48	0.44
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-0.25	-2.88

VIGA APOYO - FUERZA INTERNAS (2 X LL)			
PC-DC		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-1504.54	1652.54
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
PC-DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-88.16	96.89
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
BRT-1		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-657.07	737.37
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
BRT-2		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-708.93	799.70
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	NA



REVISION INDICE DE ESTADO DE ESFUERZOS

VG- EXTERIOR

TOP	BOTTON
21.5	61.1
Ok	Ok
TOP	BOTTON
64.2	15.8
Ok	Ok
TOP	BOTTON
47.8	2.8
Ok	Ok
PRE-ESFUERZO	
3099.2	
Ok	

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^* - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

REVISION INDICE DE ESTADO DE FUERZAS

CORTANTE
2.1
Ok
FLEXION
0.0
NA

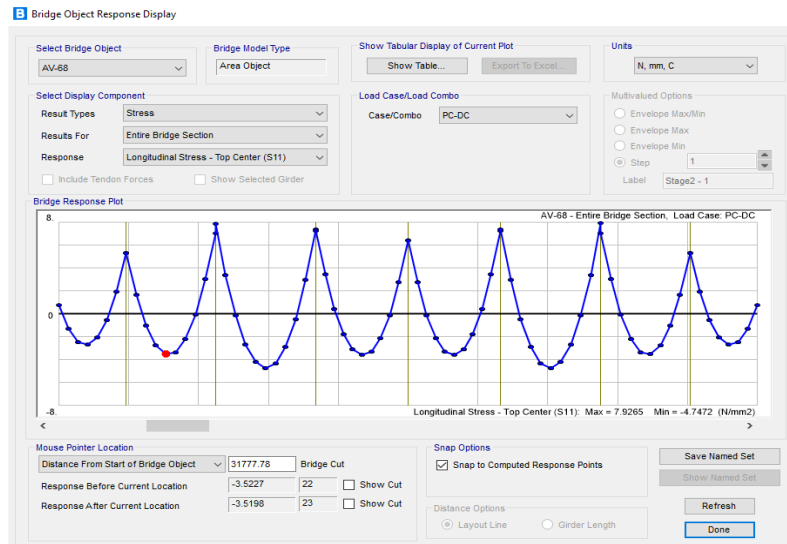
$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$



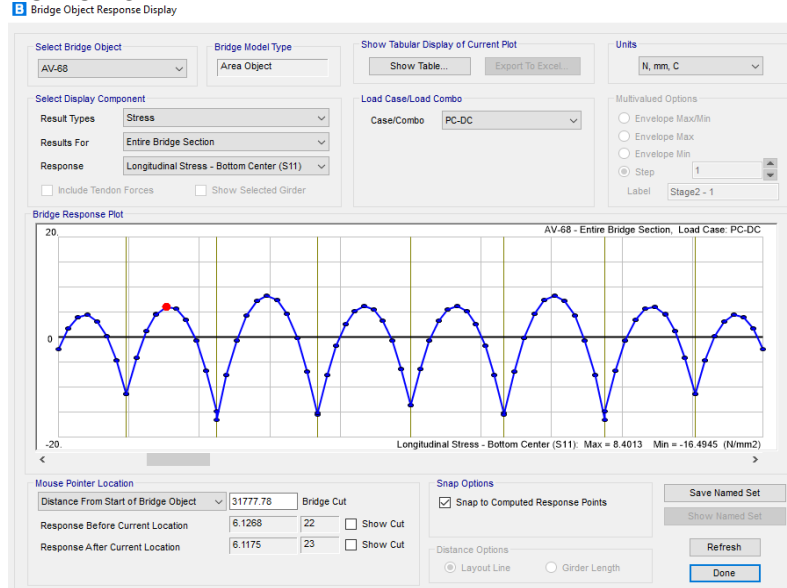
10.5.3. Esfuerzos Viga en el Centro de Luz

PC-DC

TOP CENTER



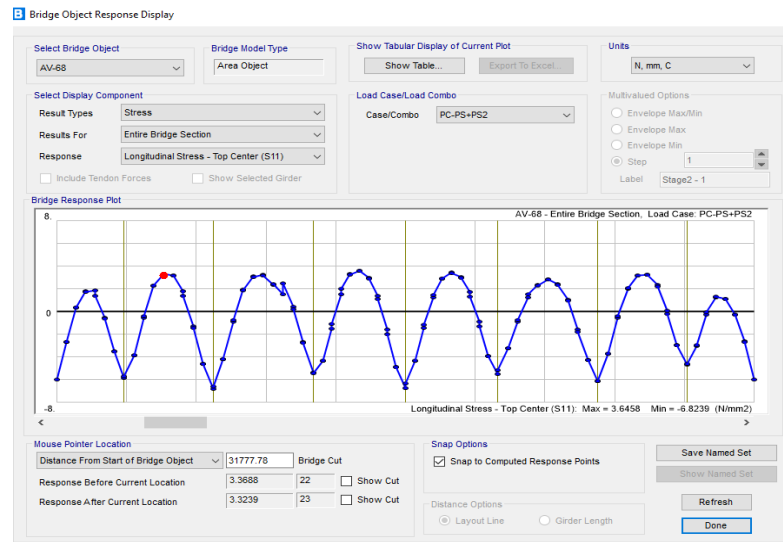
BOTTON CENTER



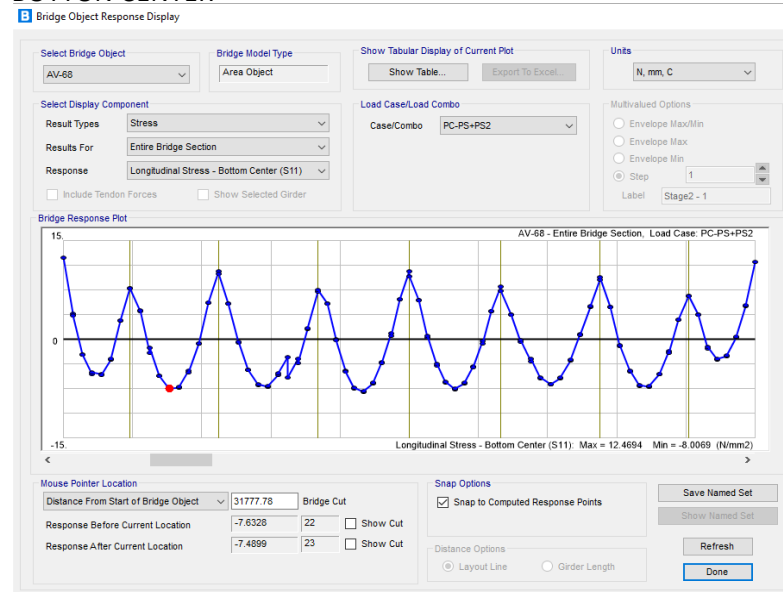


PS-1+PS-2

TOP CENTER



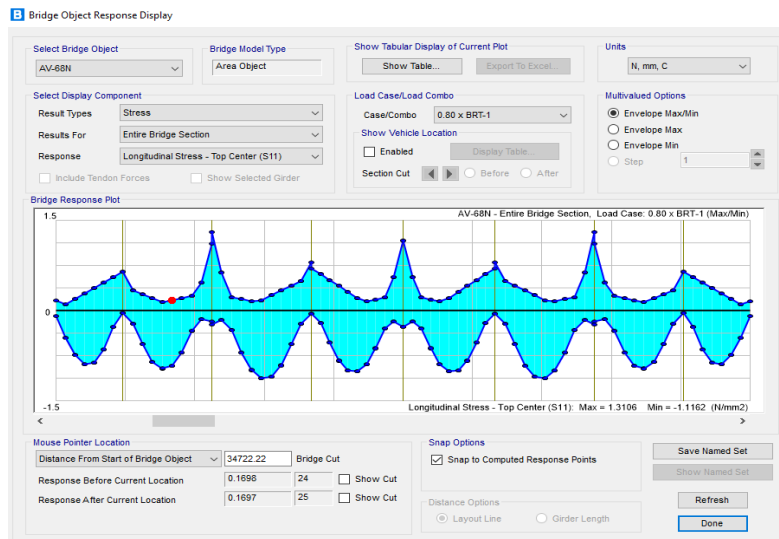
BOTTOM CENTER





0.8-BRT-1

TOP CENTER



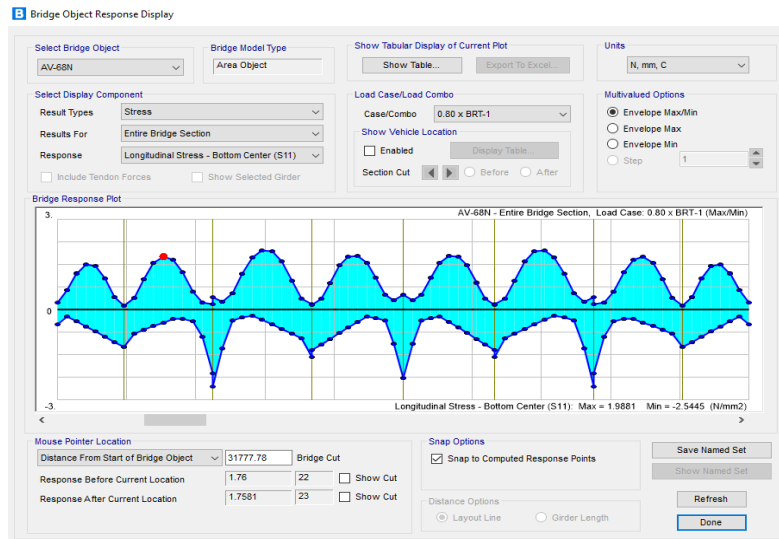
TOP CENTER



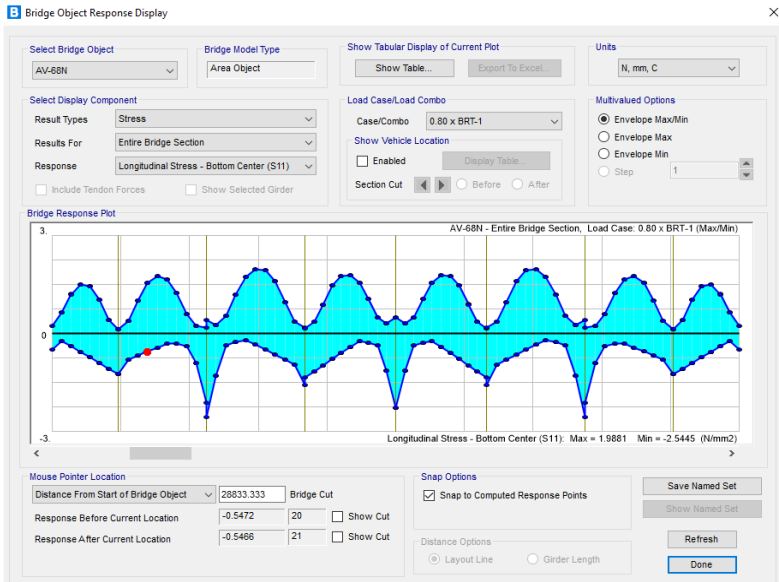


0.8-BRT-1

BOTTON CENTER



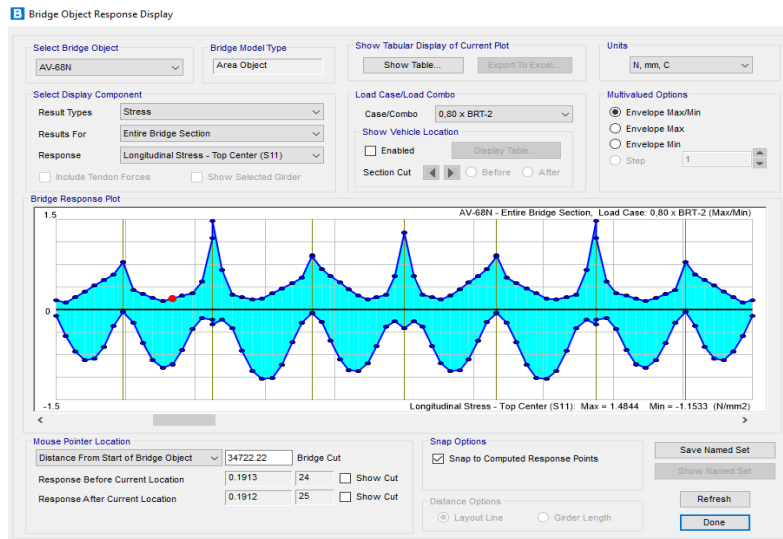
BOTTON CENTER



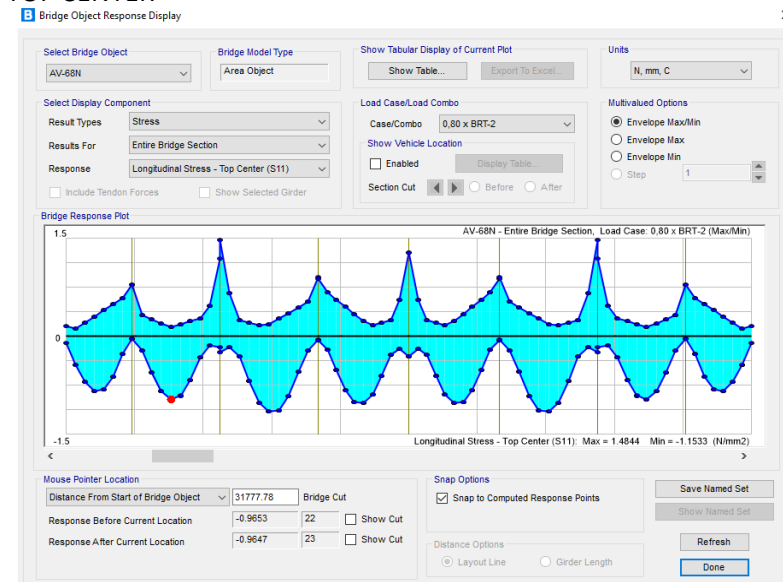


0.8-BRT-2

TOP CENTER



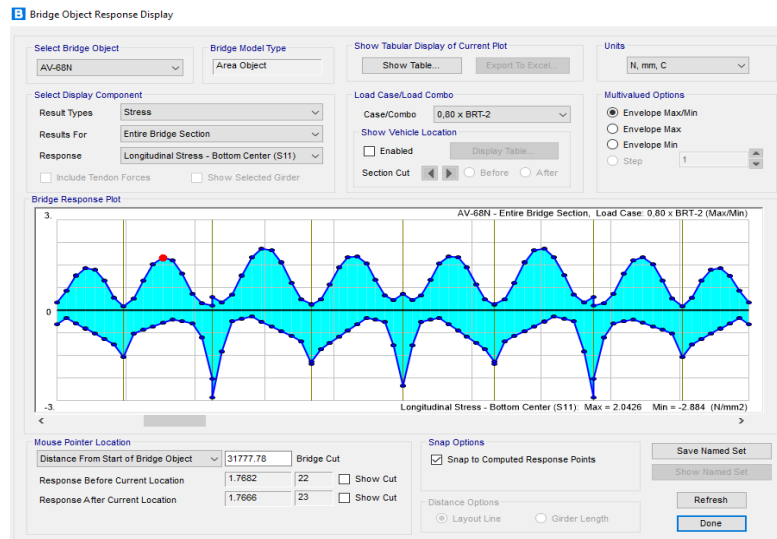
TOP CENTER



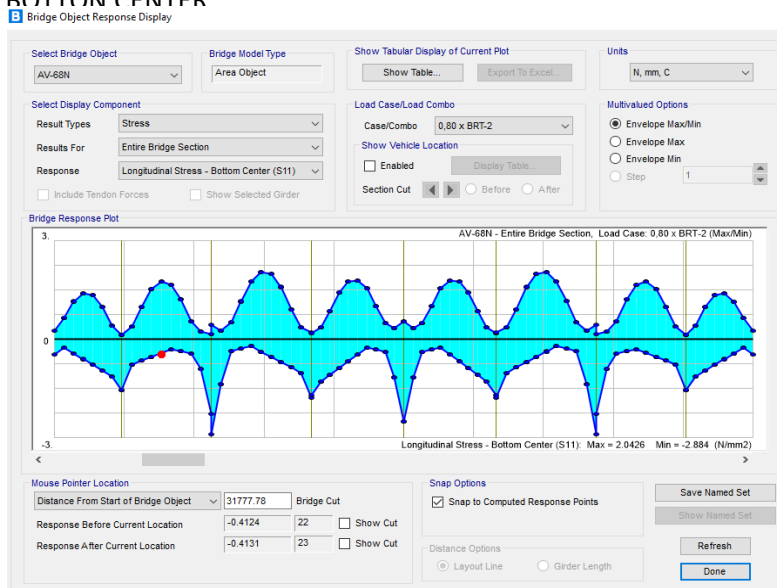


0.8-BRT-2

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER





VIGA CENTRO LUZ - ESFUERZOS INTERNOS (0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0	6.12
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-3.52	0
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	3.36	0
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	0	-7.63
0.8 BRT-1		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.169	1.76
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-0.96	-0.55
0.8 BRT-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.191	1.766
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-0.965	-0.413

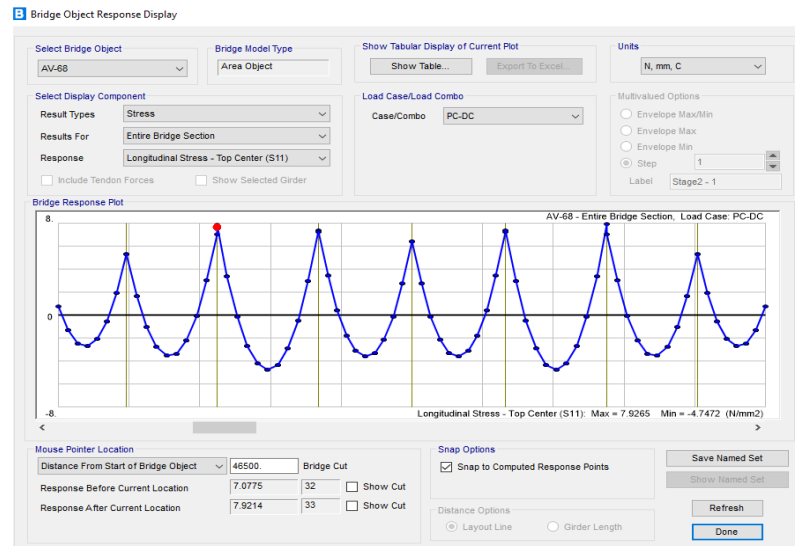


10.6. Puente costado norte – Luz 3

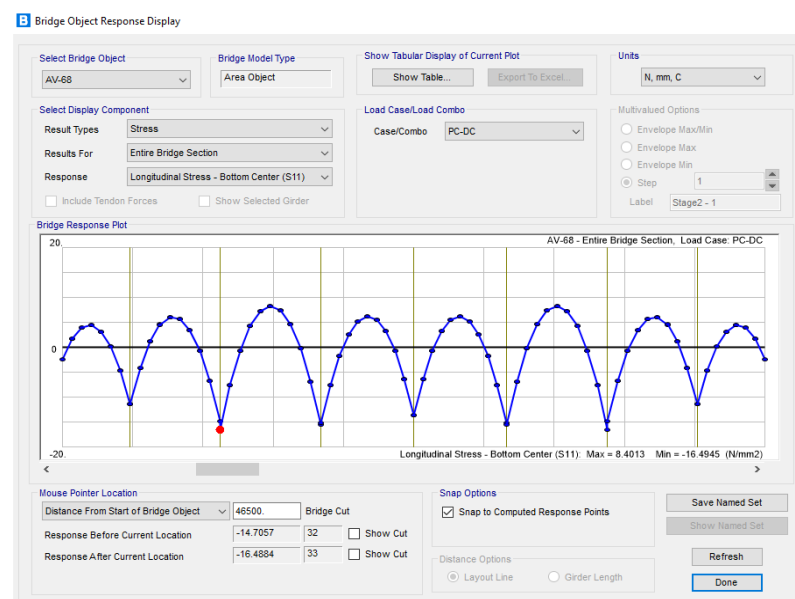
10.6.1. Esfuerzos Viga en el Apoyo

PC-DC

TOP CENTER



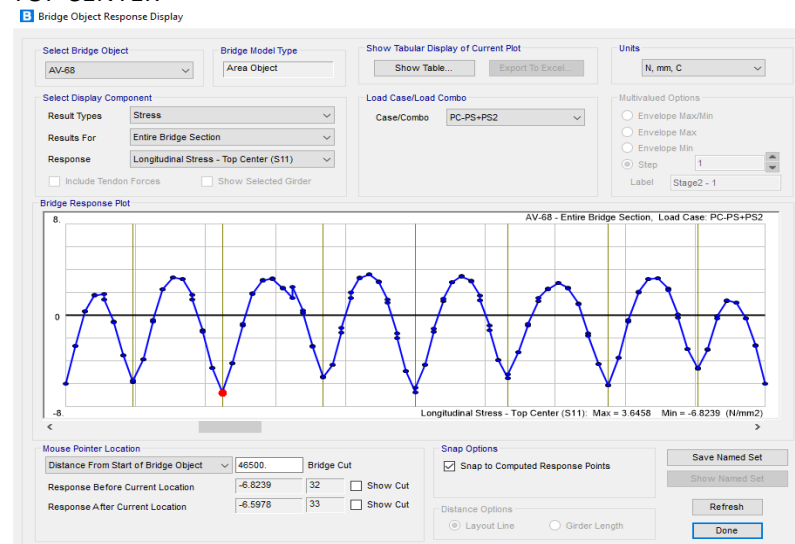
BOTTON CENTER



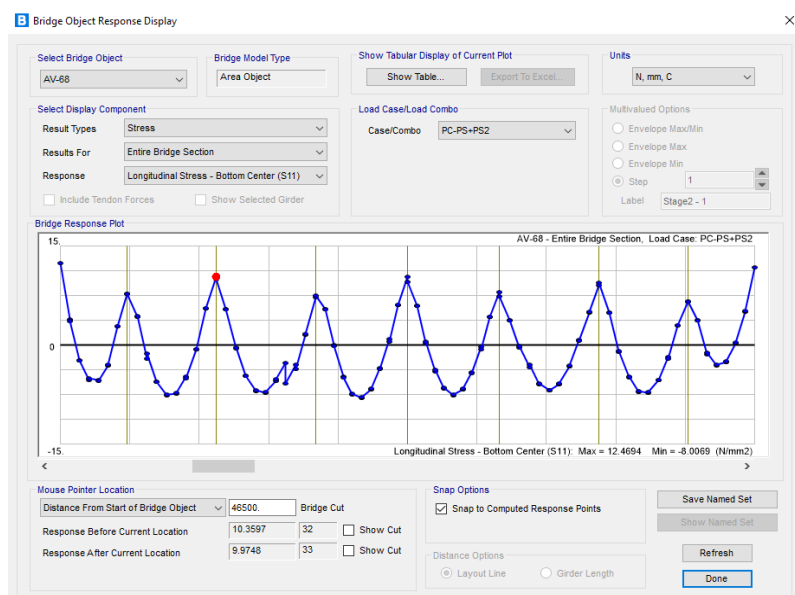


PS-1+PS-2

TOP CENTER



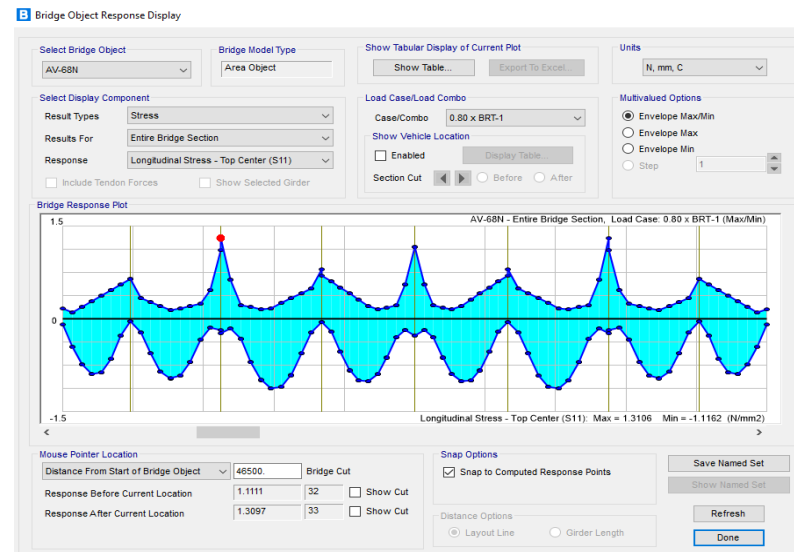
BOTTOM CENTER



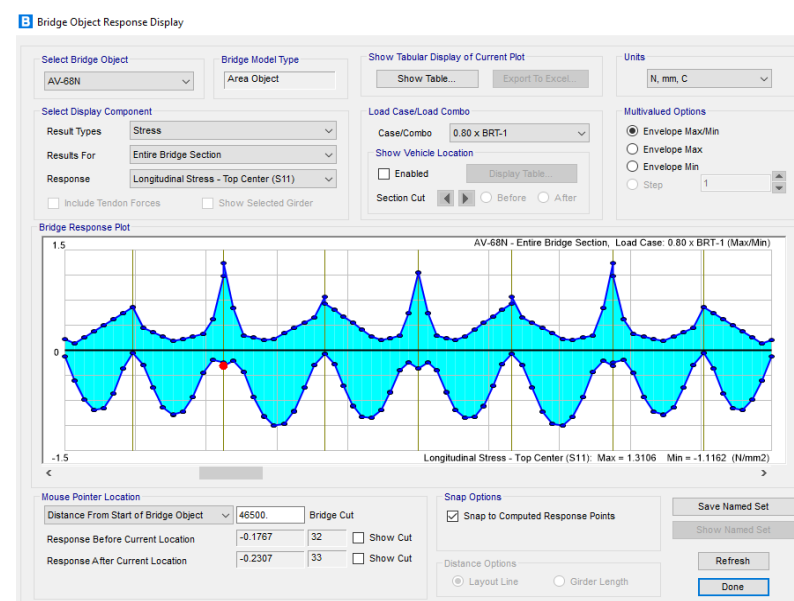


0.8-BRT-1

TOP CENTER

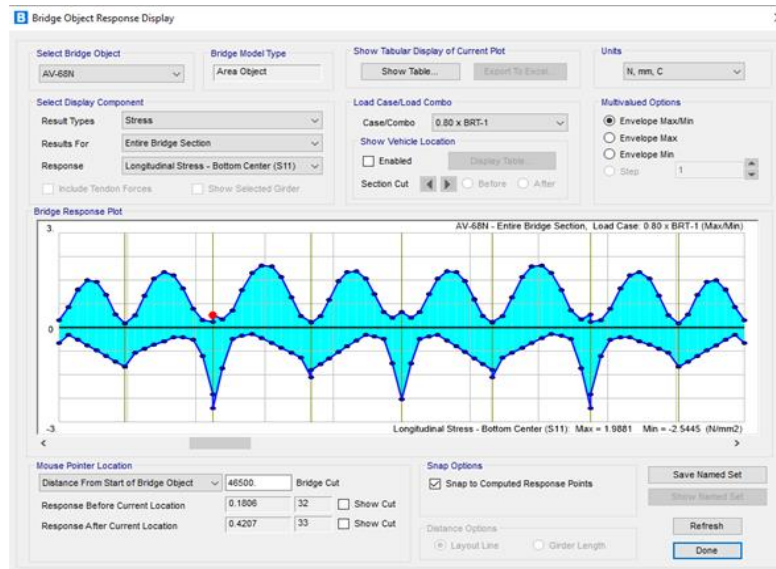


TOP CENTER

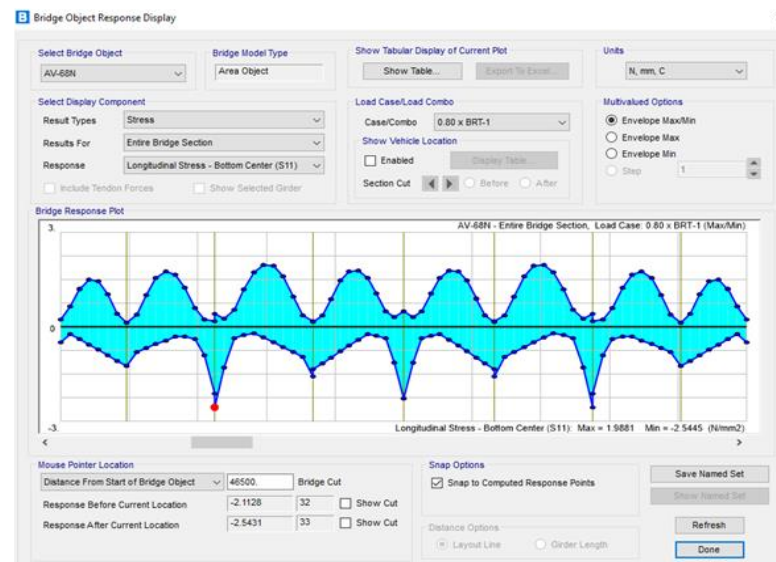


0.8-BRT-1

BOTTON CENTER



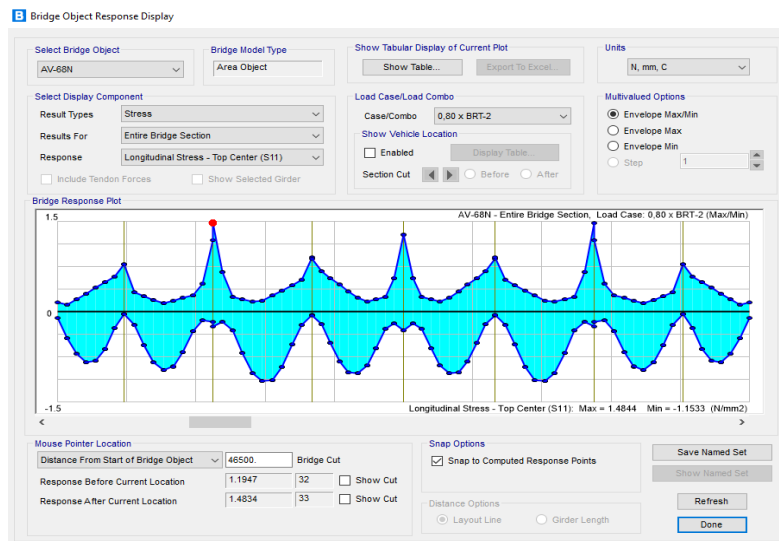
BOTTON CENTER



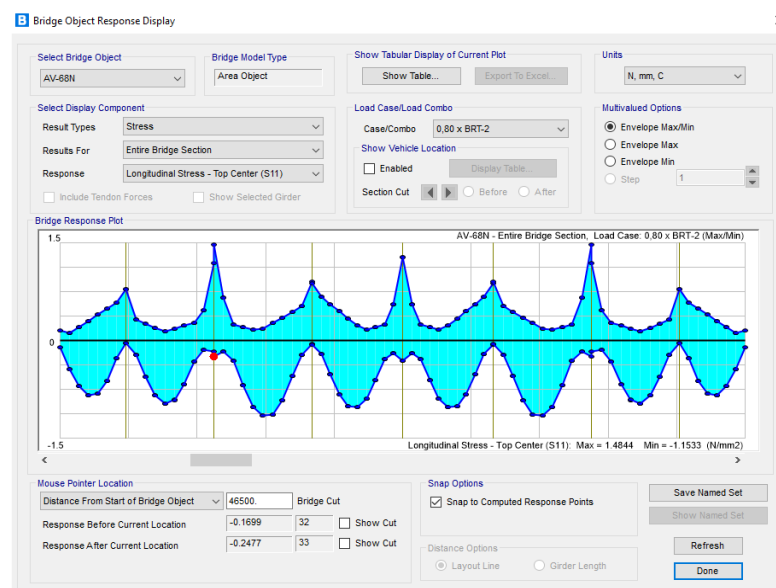


0.8-BRT-2

TOP CENTER



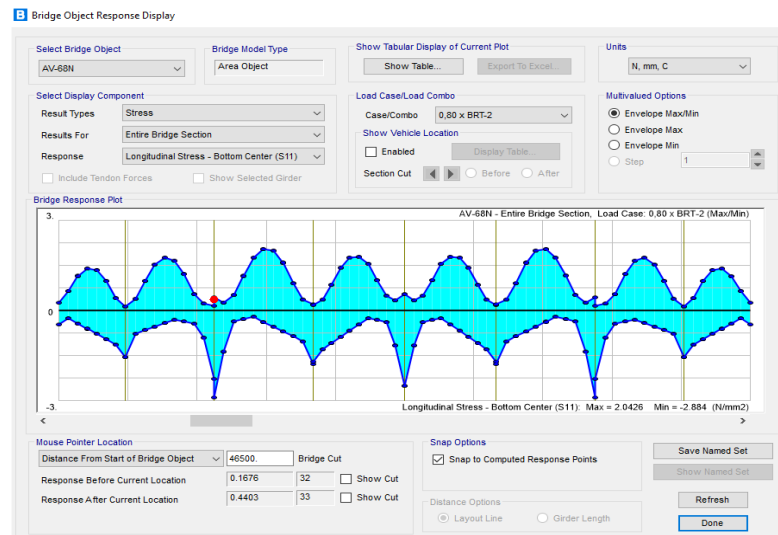
TOP CENTER



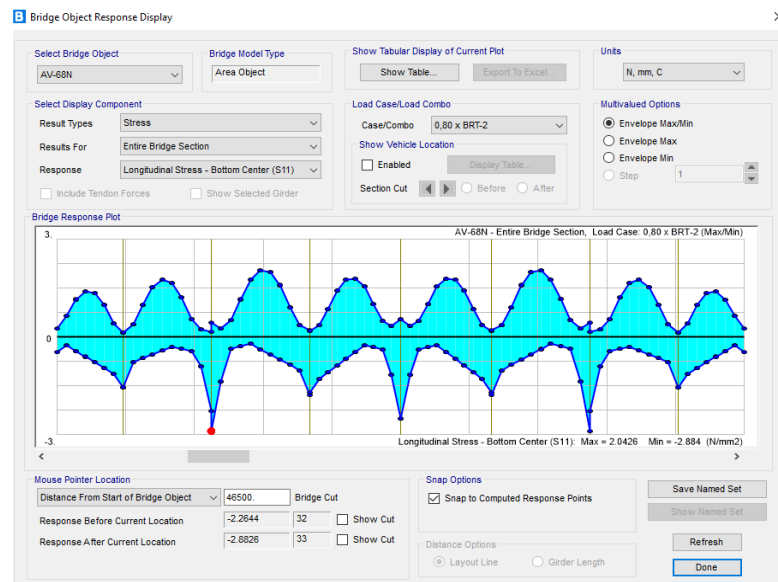


0.8-BRT-2

BOTTON CENTER



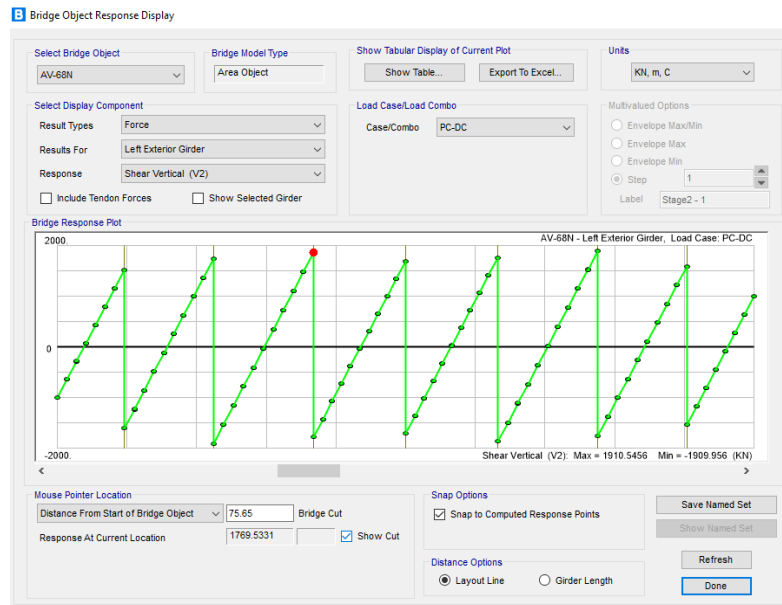
BOTTON CENTER



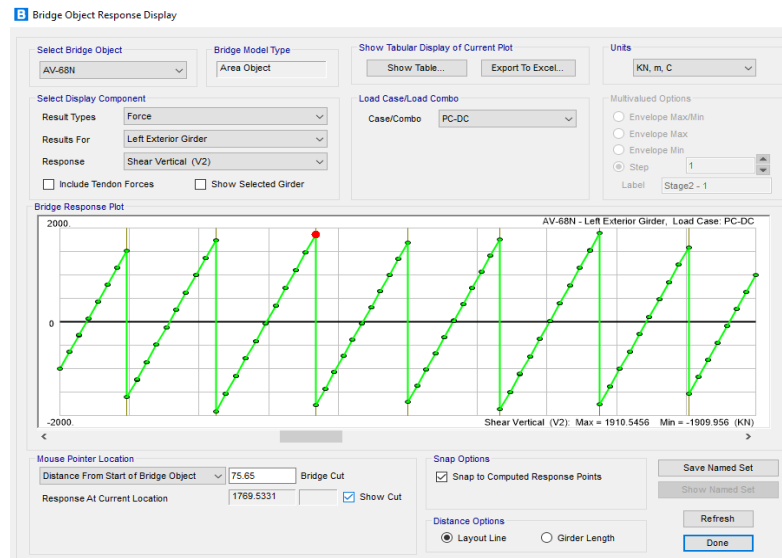
10.6.2. Cortante Viga en el Apoyo

PC-DC

MAX



MIN

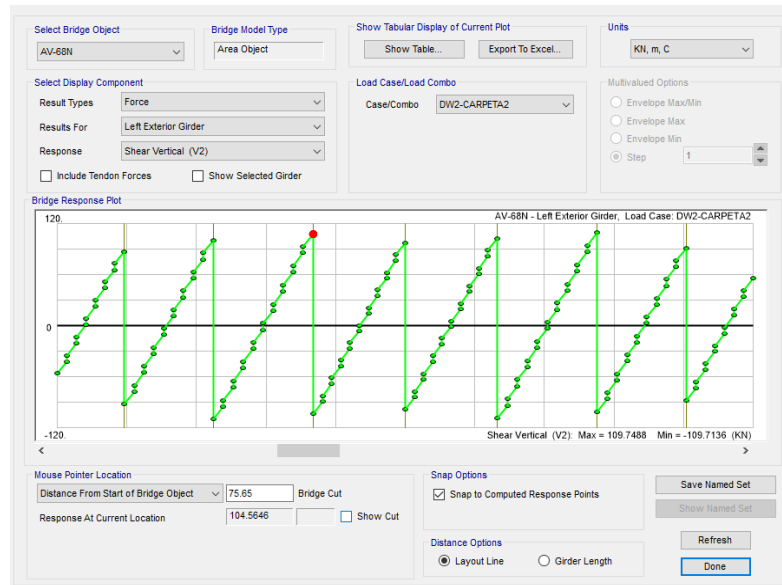




PC-DW

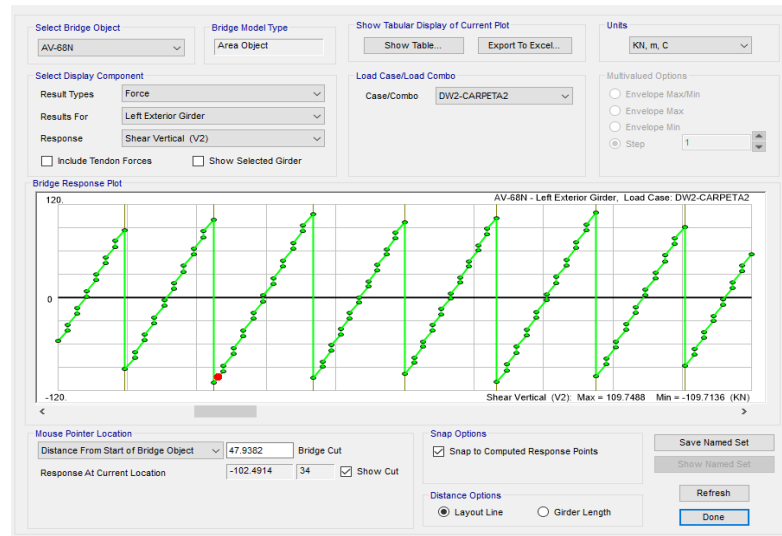
MAX

Bridge Object Response Display



MIN

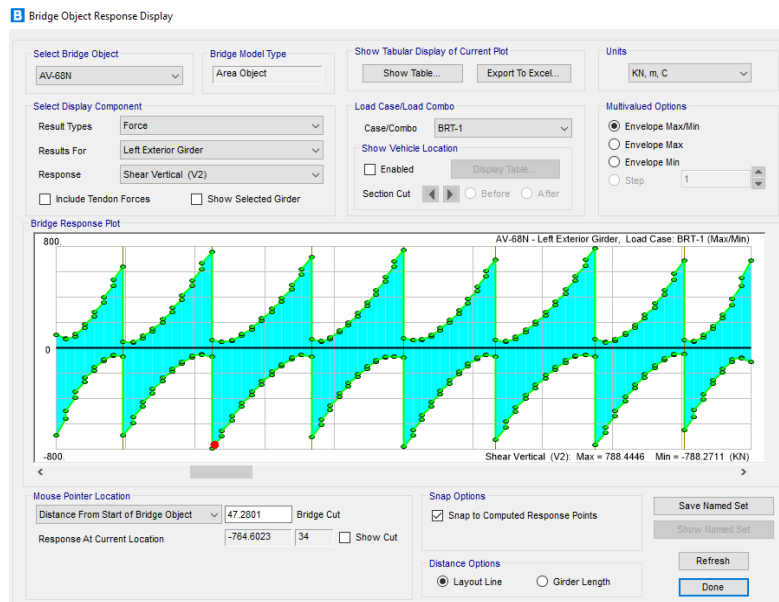
Bridge Object Response Display



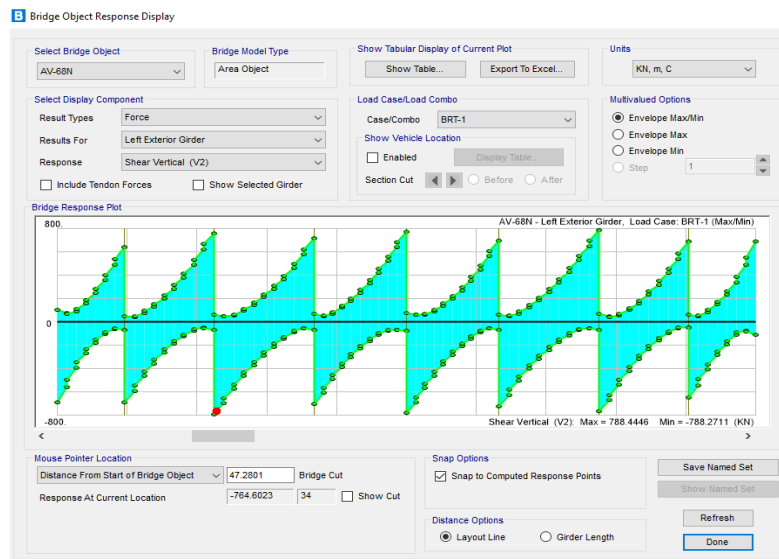


BRT-1

MAX



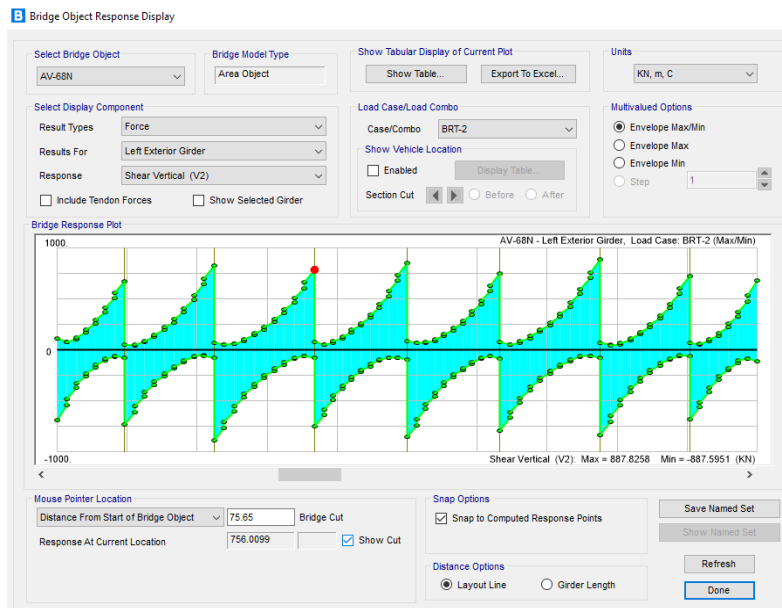
MIN



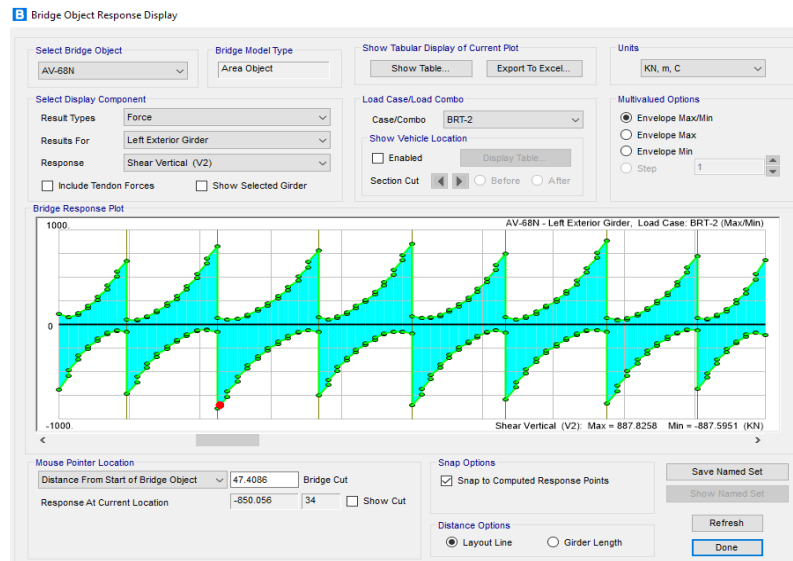


BRT-2

MAX



MIN



REVISION FACTORES DE CLASIFICACION VIGAS PRE-ESFORZADAS - LUZ 3

SECCION TRANSVERSAL VIGA

b_w (mm)= 1800 mm
 h_{total} (mm)= 1400 mm
 $d's$ (mm)= 50 mm
 ds (mm)= 1350 mm

FACTOR MINORACION ESFUERZOS

6.A.4.2.3-1 $\Phi_c = 1$
 6.A.4.2.4-1 $\Phi_s = 1$
 $\Phi = 1$

CALCULO RESISTENCIA A CORTE SECCION VIGA

$V_c = 2420.3$ Kn
 $A_v = 568.0$ Kn
 $sep = 200.0$ Kn
 $V_s = 1610.3$ Kn
 $\phi V_{n1} = 4030.6$ Kn
 $\phi V_{n2} = 21870.0$ Kn
 $\phi V_n = 4975.6$ Kn

CARACTERISTICAS CABLES PRE-ESFUERZO

$f_y = 420$ Mpa
 $f_y = 1640$ Mpa
 $A_s \text{ Taron} = 560 \text{ mm}^2$

CARACTERISTICAS CONCRETO

$f_c' = 36$ Mpa
 $6(f_c')^{0.5} = 36$ Mpa
 $0.60 f_c' = 22$ Mpa
 $0.40 f_c' = 14$ Mpa

FUERZA CABLES -PERDIDAS TOTALES (Ton)	
# cable	VG _{INT}
II-8I	228.66
II-9I	235.414
I-6I	205.476
I-7I	203.979
I-1.2I	204.7

VIGA APOYO - ESFUERZOS INTERNOS (2 X 0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	7.92	0
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	0	-16.48
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0	10.35
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-6.82	0
0.8 BRT-1		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	1.309	0.42
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-0.23	-2.54
0.8 BRT-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	1.48	0.44
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-0.25	-2.88

VIGA APOYO - FUERZA INTERNAS (2 X LL)			
PC-DC		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V_u (KN)	-1815.61	1769.53
MOMENTO MAX	M_u (Kn m)	NA	
PC-DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V_u (KN)	-102.49	104.56
MOMENTO MAX	M_u (Kn m)	NA	
BTR-1		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V_u (KN)	-764.60	694.93
MOMENTO MAX	M_u (Kn m)	NA	
BTR-2		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V_u (KN)	-850.05	756.09
MOMENTO MAX	M_u (Kn m)	NA	NA



REVISION INDICE DE ESTADO DE ESFUERZOS

VG- EXTERIOR

TOP	BOTTON
21.5	61.1
Ok	Ok
TOP	BOTTON
64.2	15.1
Ok	Ok
TOP	BOTTON
44.5	2.4
Ok	Ok
PRE-ESFUERZO	
3099.2	
Ok	

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^s - (F_d + F_p + F_z)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

REVISION INDICE DE ESTADO DE FUERZAS

CORTANTE
1.8
Ok
FLEXION
0.0
NA

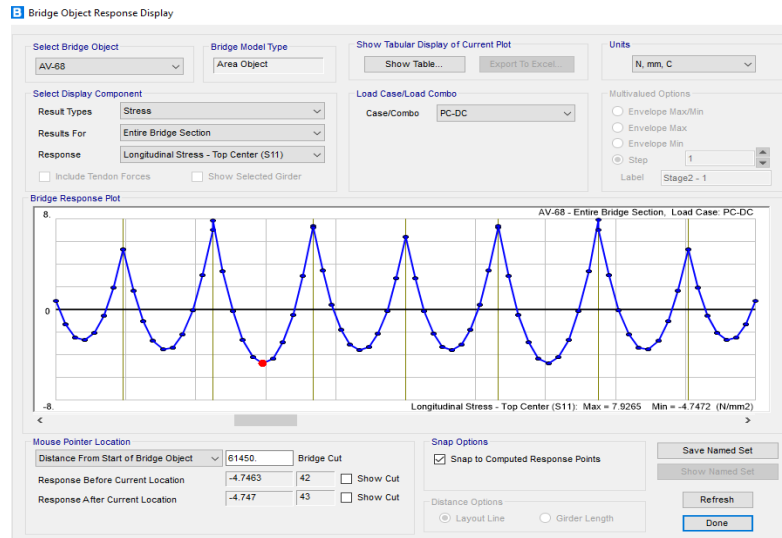
$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$



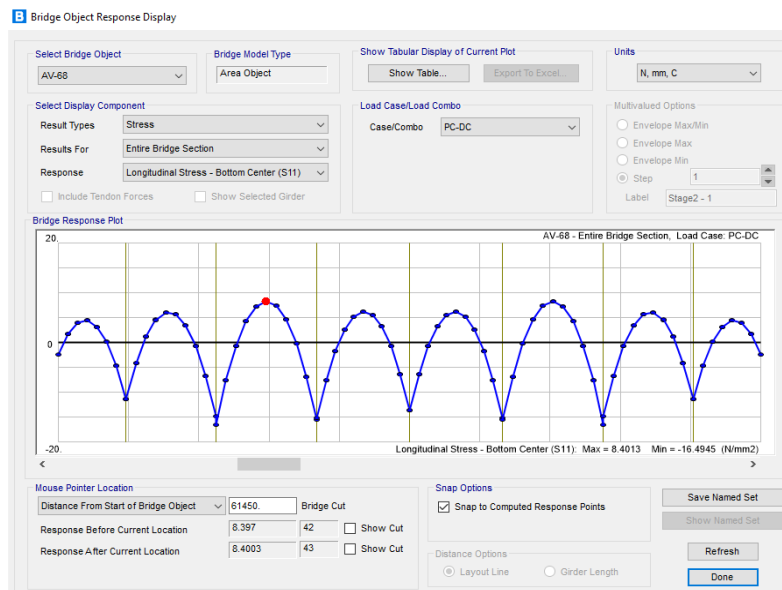
10.6.3. Esfuerzos Viga en el Centro de Luz

PC-DC

TOP CENTER



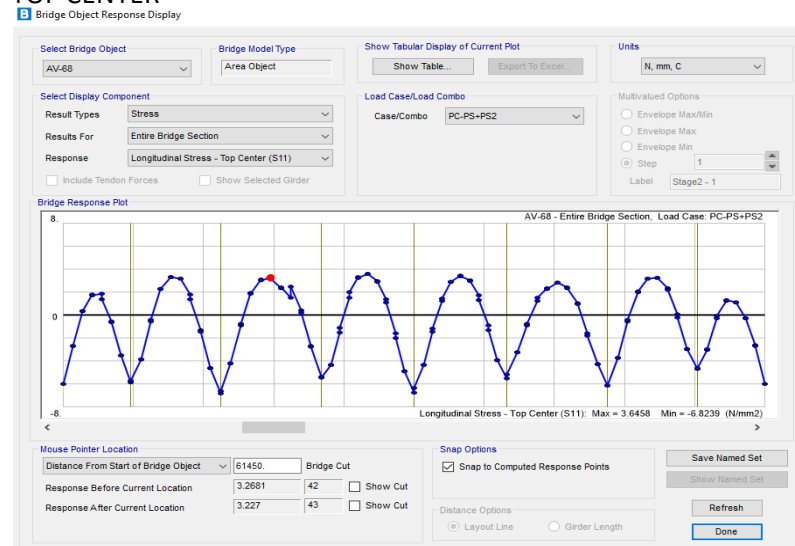
BOTTON CENTER



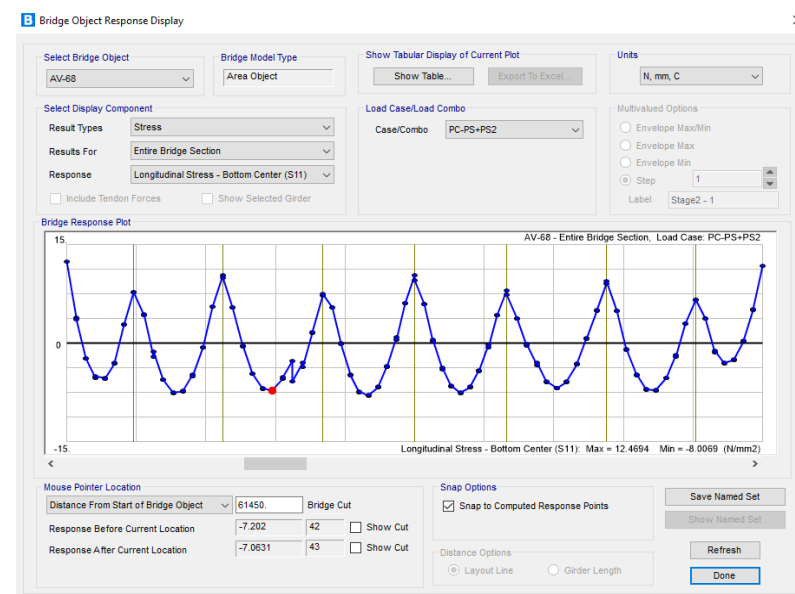


PS-1+PS-2

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

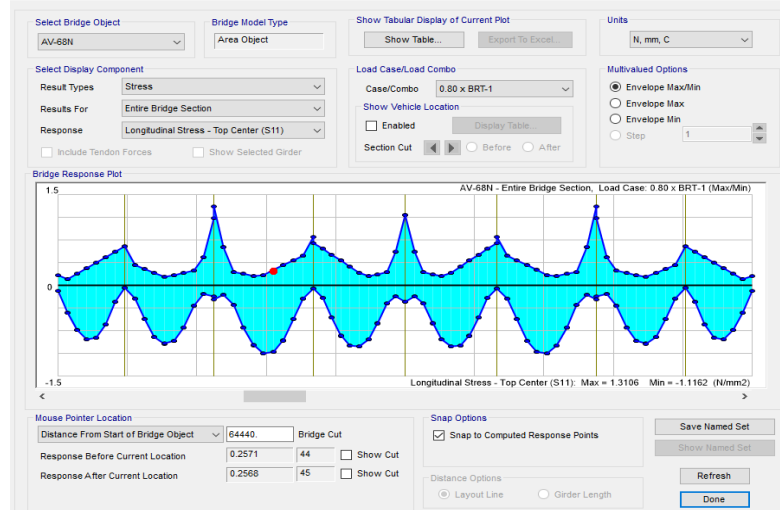




0.8-BRT-1

TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

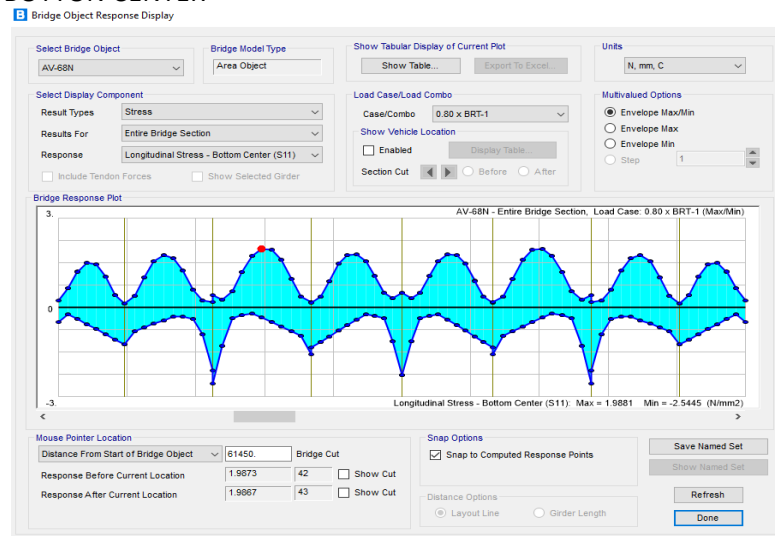
Bridge Object Response Display



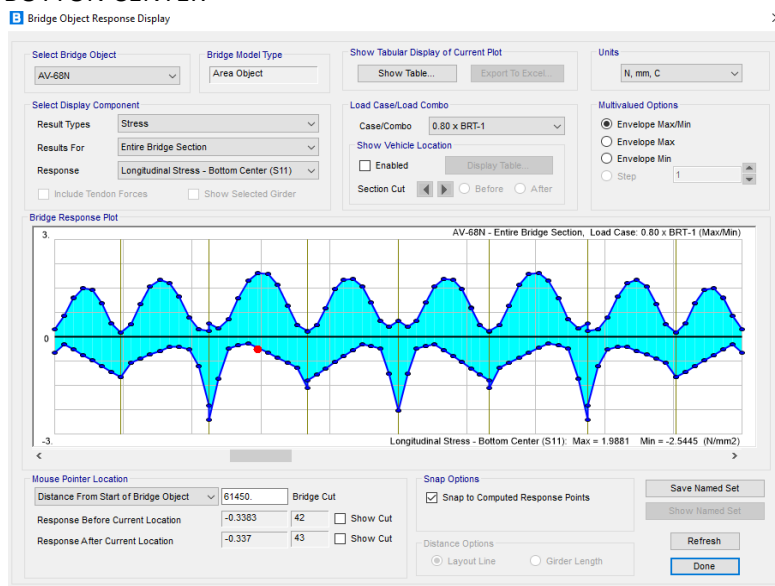


0.8-BRT-1

BOTTON CENTER



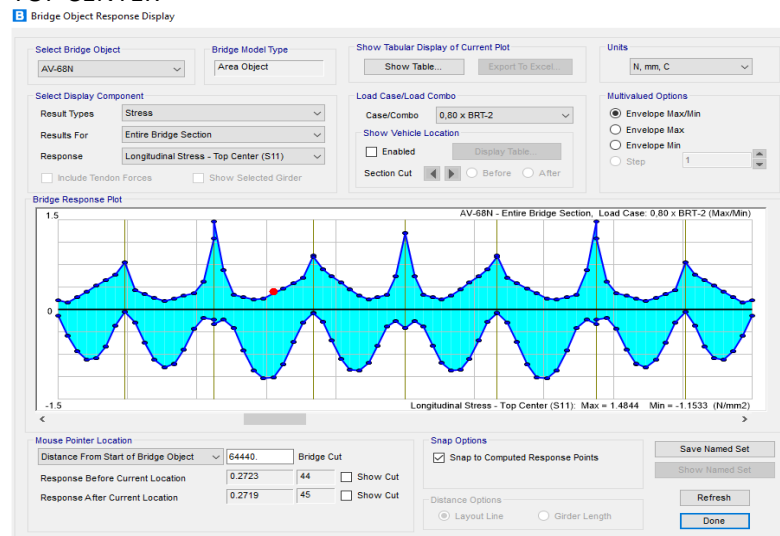
BOTTON CENTER



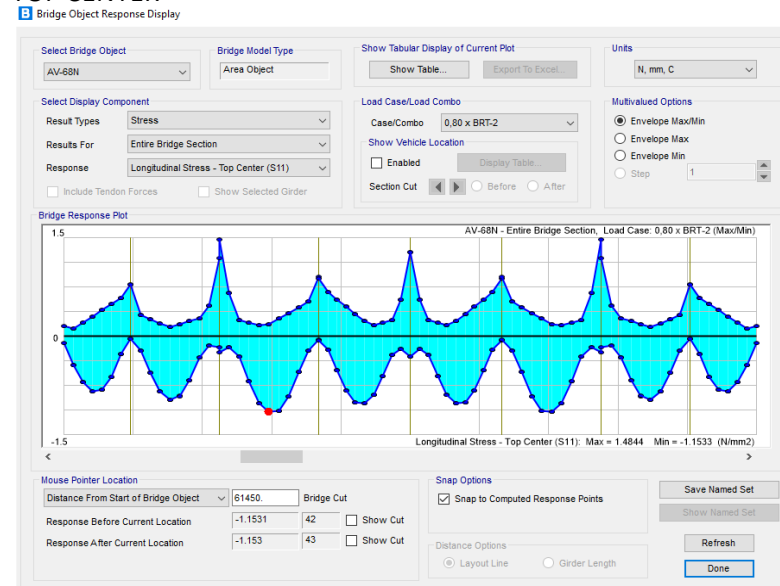


0.8-BRT-2

TOP CENTER



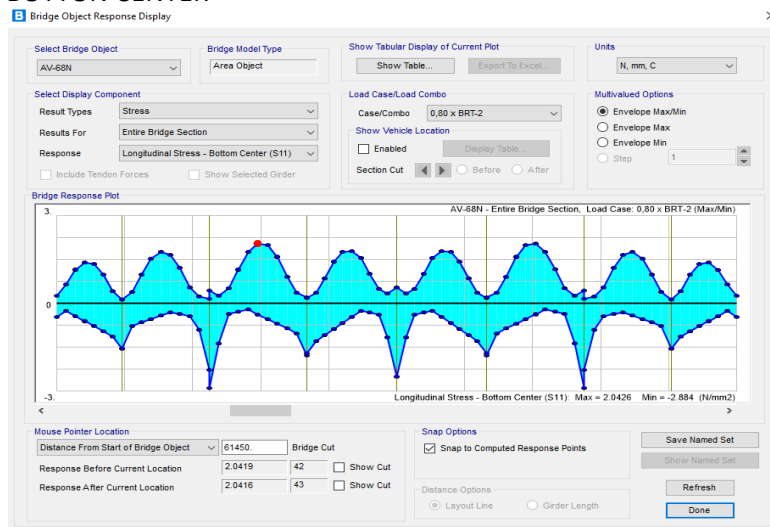
TOP CENTER



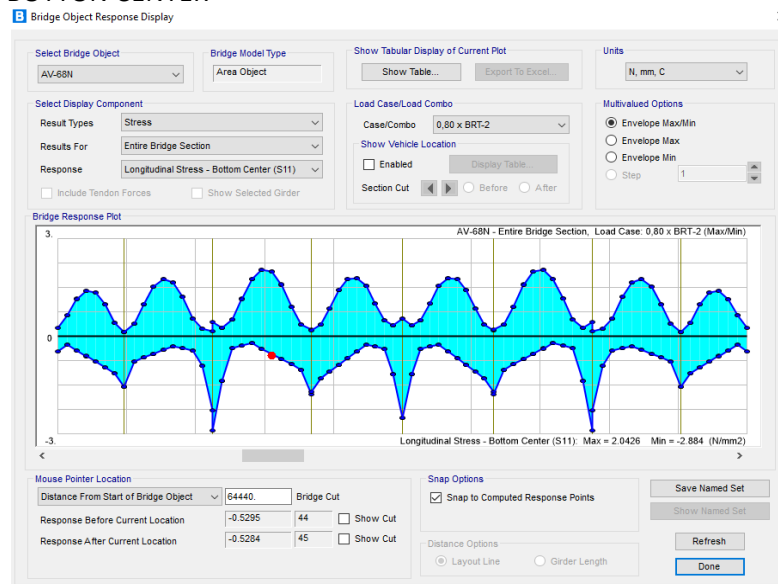


0.8-BRT-2

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER





VIGA CENTRO LUZ - ESFUERZOS INTERNOS (0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0	8.4
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-4.74	0
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	3.26	0
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	0	-7.2
0.8 BRT-1		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.26	1.99
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-1.12	-0.49
0.8 BRT-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.271	2.04
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-1.153	-0.53

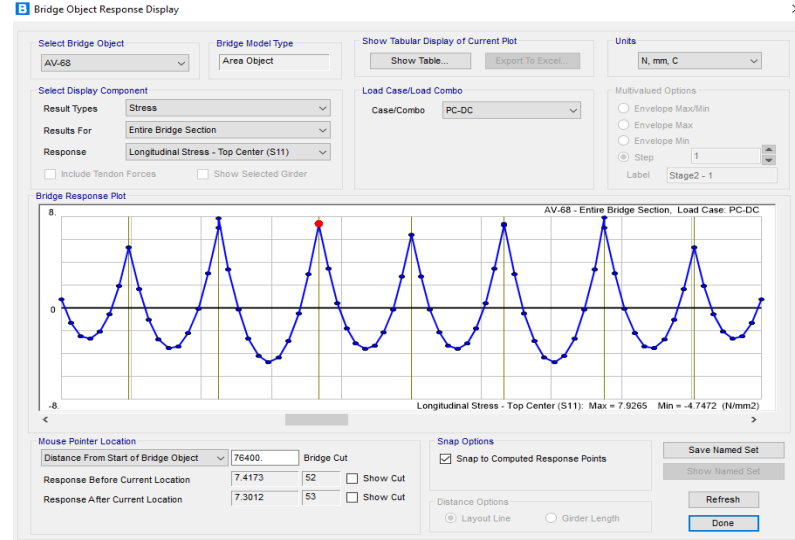


10.7. Puente costado norte – Luz 4

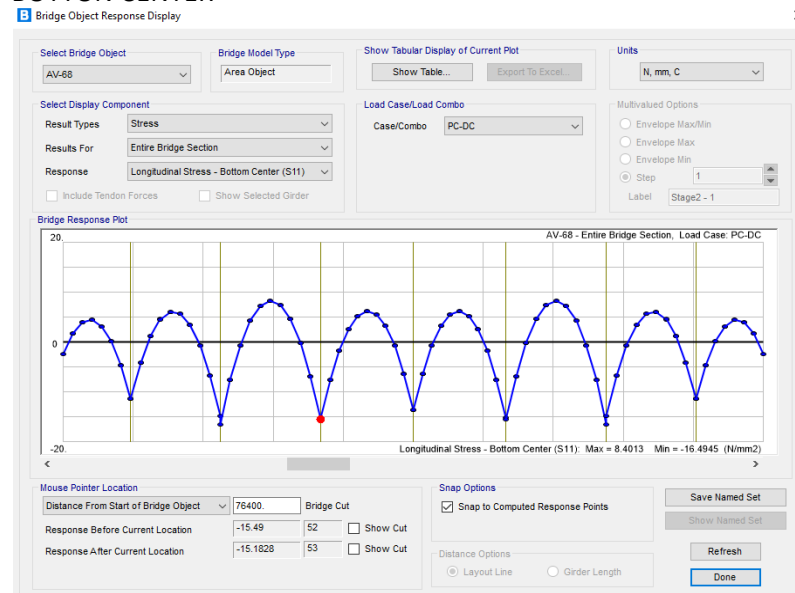
10.7.1. Esfuerzos Viga en el Apoyo

PC-DC

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

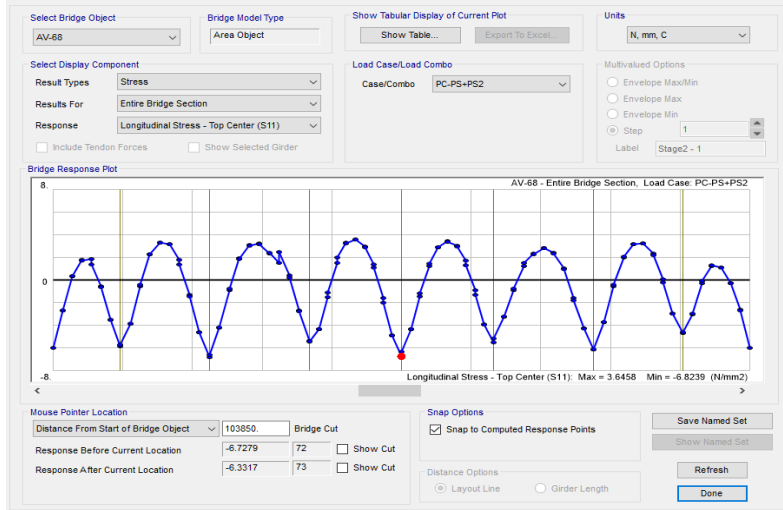




PS-1+PS-2

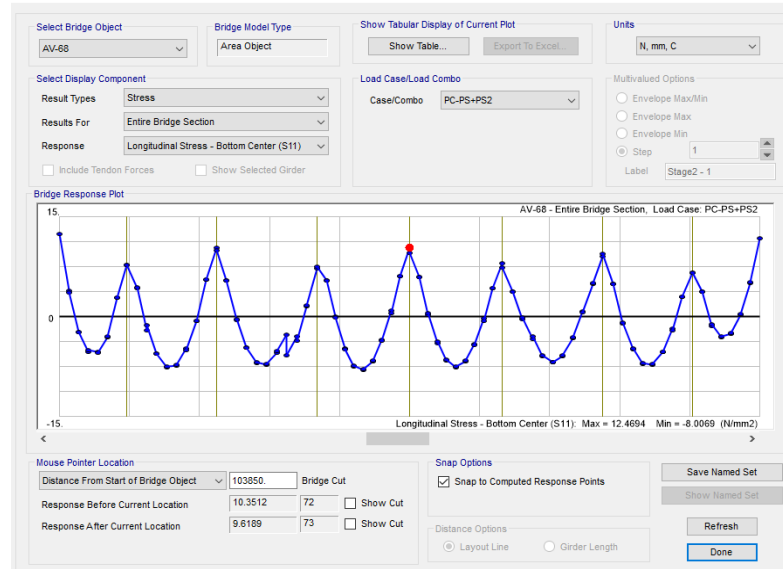
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



BOTTOM CENTER

Bridge Object Response Display

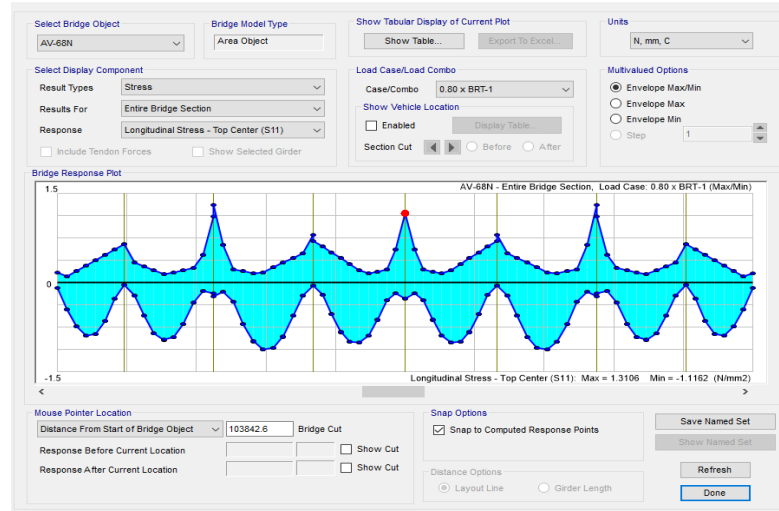




0.8-BRT-1

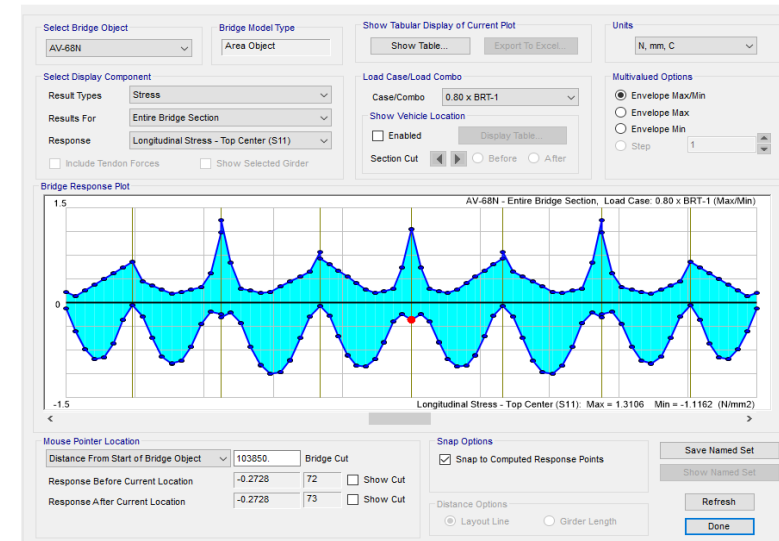
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

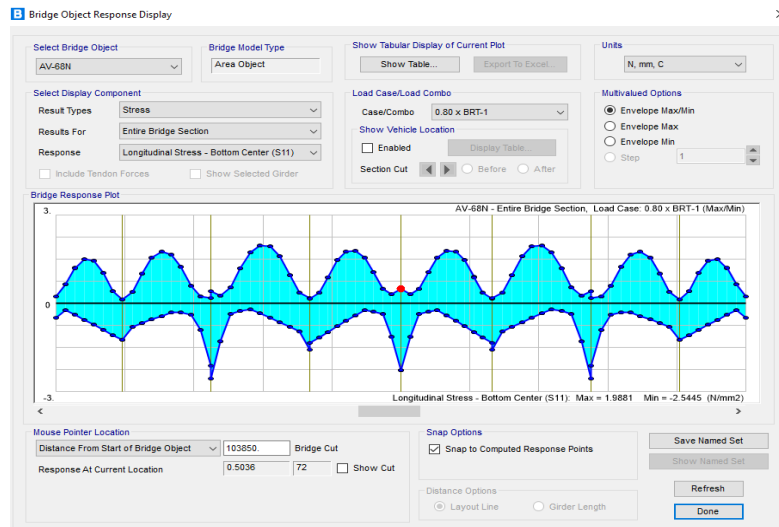
Bridge Object Response Display



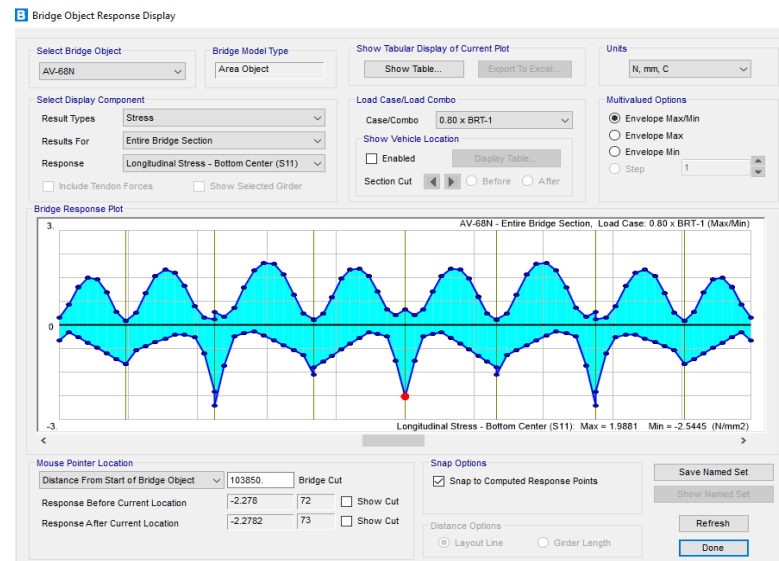


0.8-BRT-1

BOTTOM CENTER



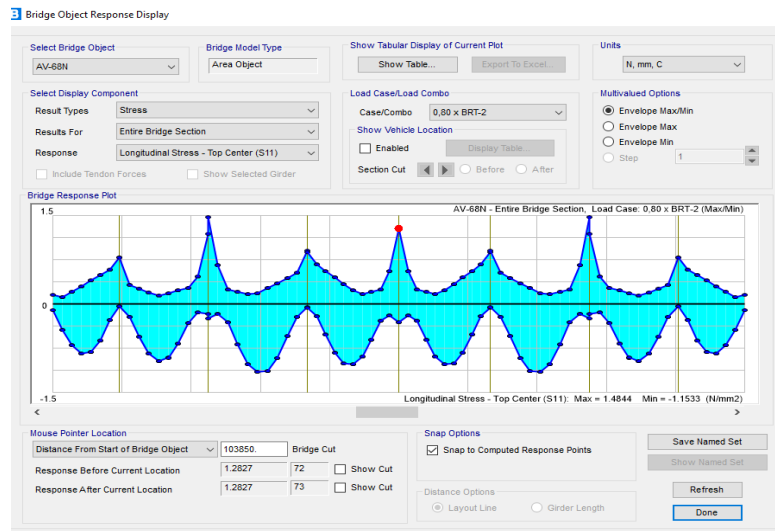
BOTTOM CENTER



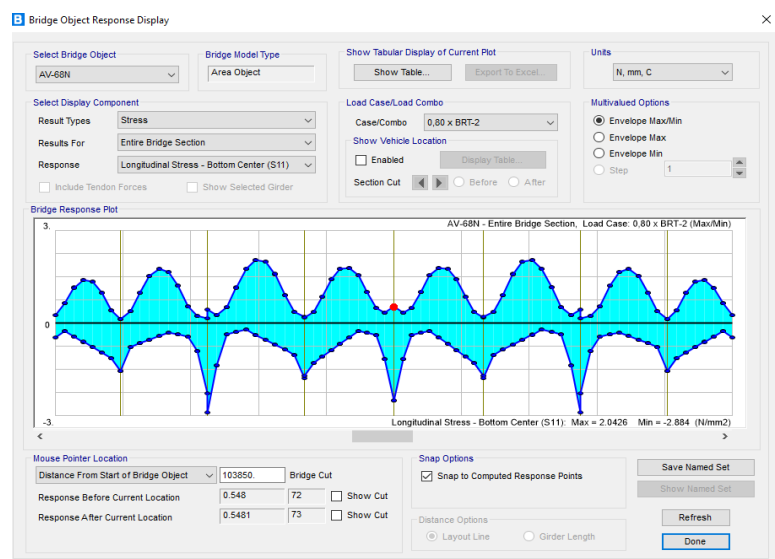


0.8-BRT-2

TOP CENTER



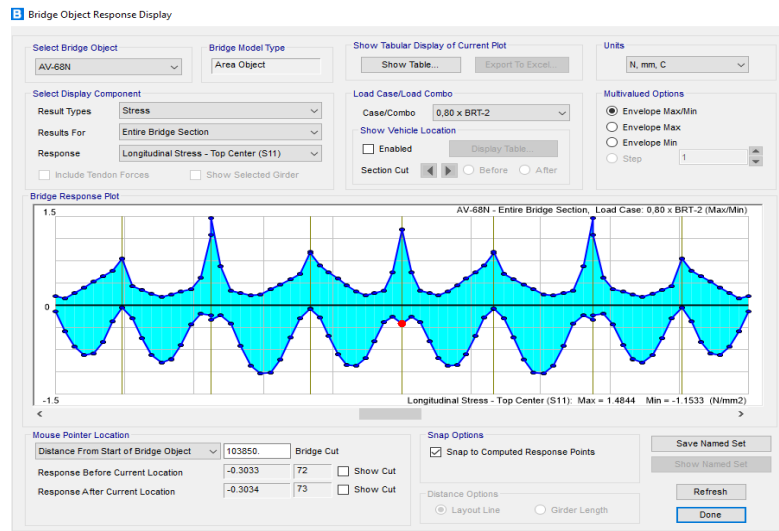
TOP CENTER



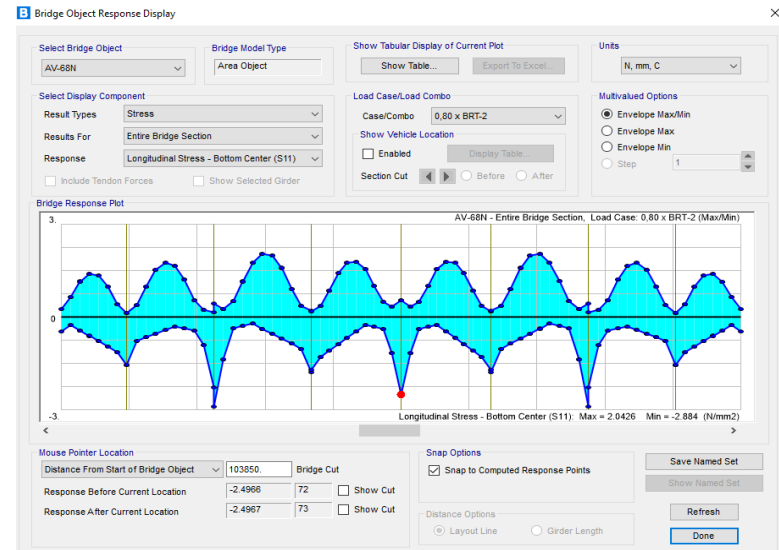


0.8-BRT-2

BOTTON CENTER



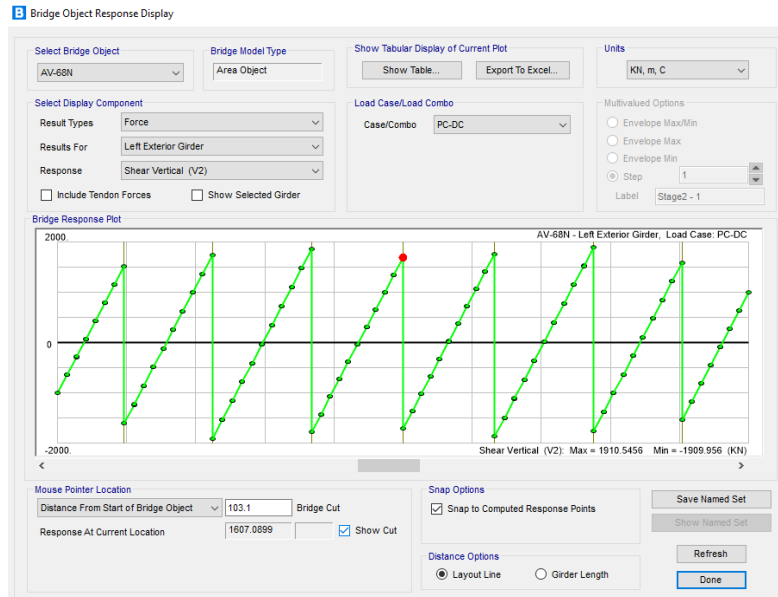
BOTTON CENTER



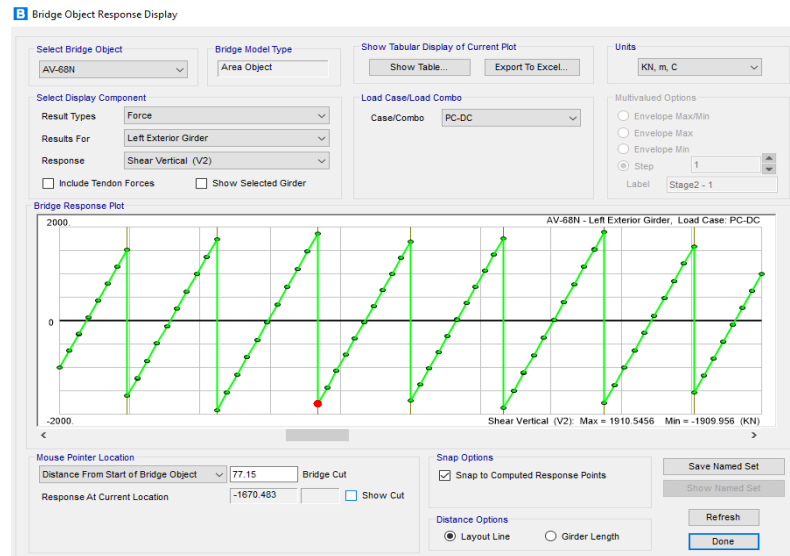
10.7.2. Cortante Viga en el Apoyo

PC-DC

MAX



MIN

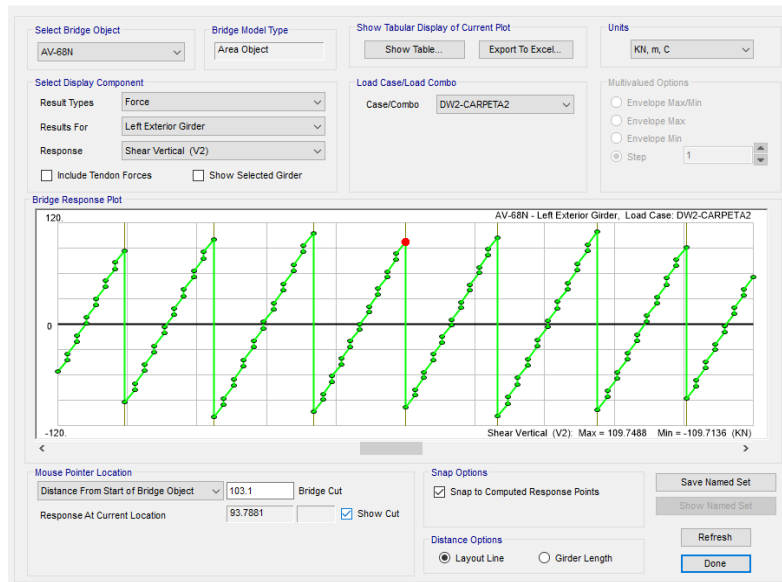




PC-DW

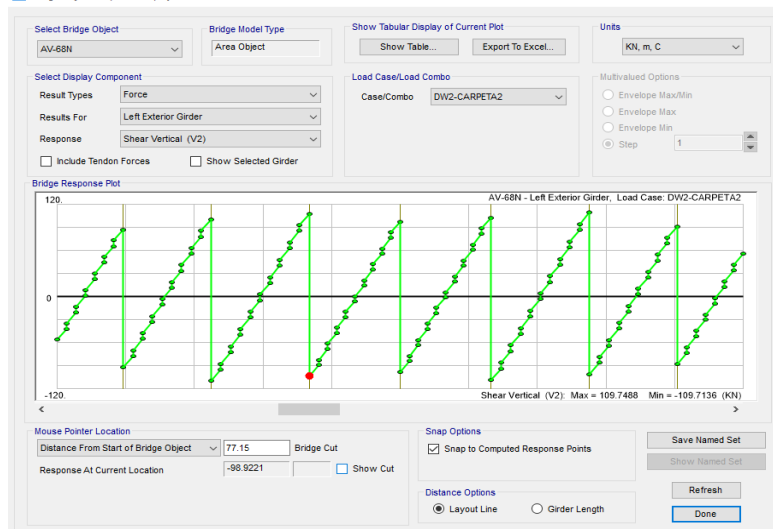
MAX

Bridge Object Response Display



MIN

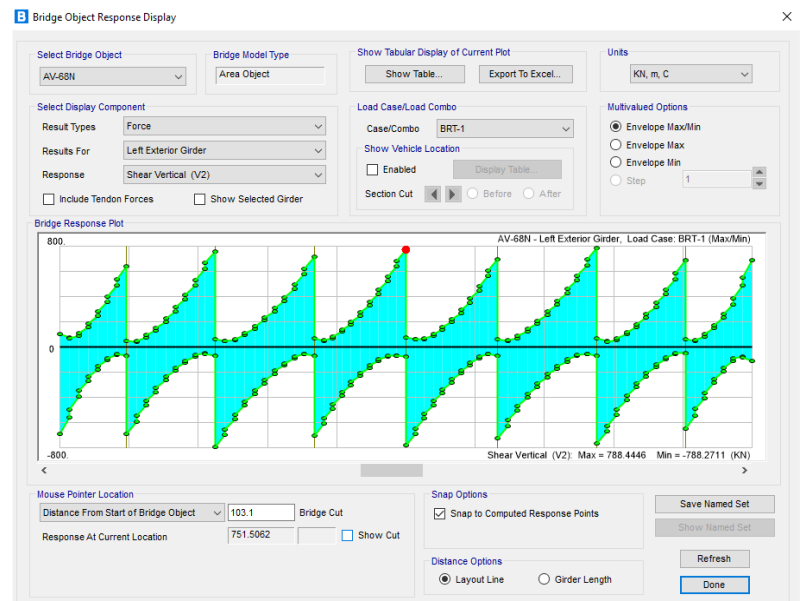
Bridge Object Response Display



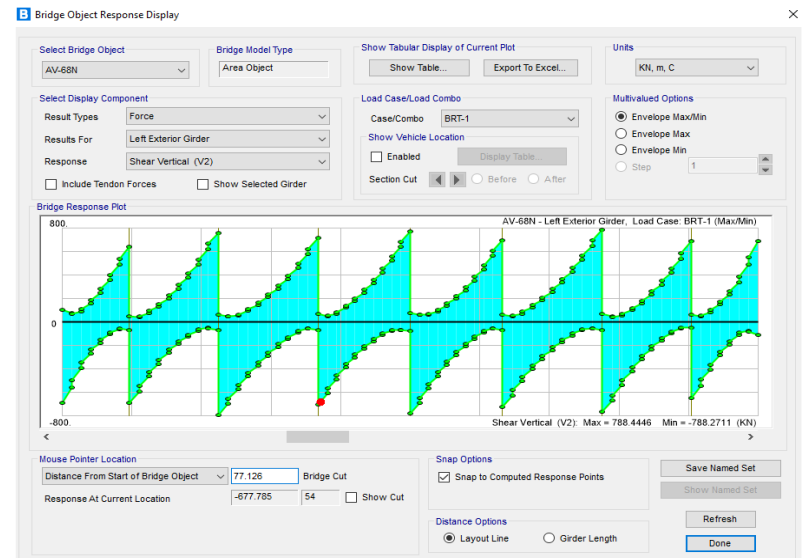


BRT-1

MAX



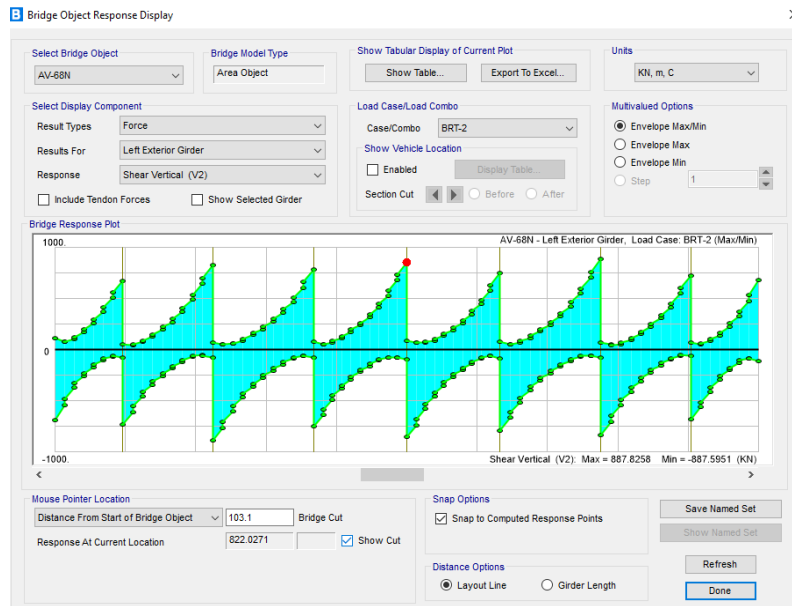
MIN



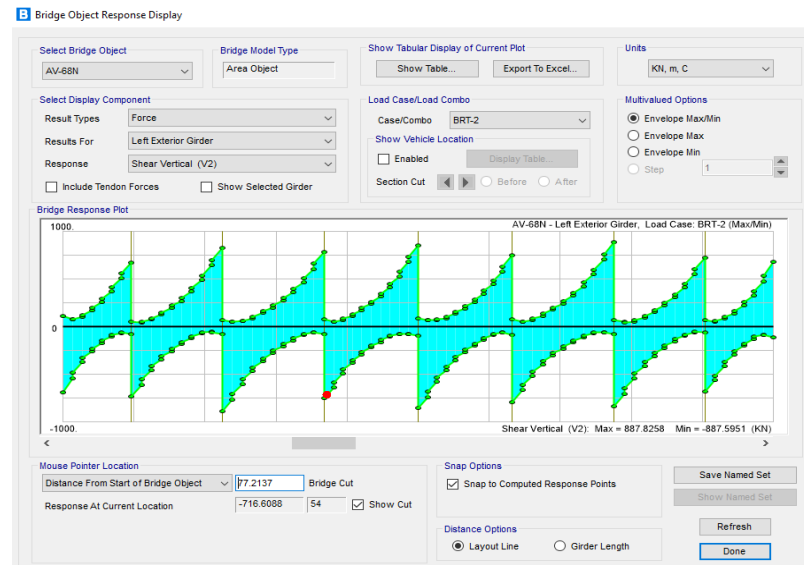


BRT-2

MAX



MIN



REVISION FACTORES DE CLASIFICACION VIGAS PRE-ESFORZADAS - LUZ 4

SECCION TRANSVERSAL VIGA

bw (mm)= 1800 mm
h_{total} (mm)= 1400 mm
d's (mm)= 50 mm
ds (mm)= 1350 mm

CARACTERISTICAS CABLES PRE-ESFUERZO

f_y= 420 Mpa
f_y= 1640 Mpa
A_s Taron = 560 mm²

FACTOR MINORACION ESFUERZOS

6.A.4.2.3-1 Φ_c= 1
6.A.4.2.4-1 Φ_s= 1
Φ= 1

CARACTERISTICAS CONCRETO

f_c'= 36 Mpa
6 (f_c')^{0.5}= 36 Mpa
0.60 f_c'= 22 Mpa
0.40 f_c'= 14 Mpa

CALCULO RESISTENCIA A CORTE SECCION VIGA

V_c= 2420.3 Kn
A_v= 568.0 Kn
sep= 200.0 Kn
V_s= 1610.3 Kn

φ V_{n1}= 4030.6 Kn
φ V_{n2}= 21870.0 Kn
φ V_n= 4975.6 Kn

FUERZA CABLES -PERDIDAS TOTALES (Ton)

# cable	VG _{INT}
II-8I	203.875
II-9I	202.098
III-10I	235.887
III-11I	219.996
III-1.1	235.433

VIGA APOYO - ESFUERZOS INTERNOS (2 X 0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	7.42	0
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	0	-15.49
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	0	10.35
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-6.73	0
0.8 BTR-1		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	1.17	0.50
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-0.27	-2.50
0.8 BTR-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ _T (Mpa)	1.28	0.54
ELEMENTO	σ _c (Mpa)	-0.30	-2.50

VIGA APOYO - FUERZA INTERNAS (2 X LL)			
PC-DC		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-1670.48	1607.08
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
PC-DW		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-98.93	93.78
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
BRT-1		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-677.78	751.50
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	
BRT-2		MIN	MAX
CORTANTE MAX	V _u (KN)	-716.88	816.88
MOMENTO MAX	M _u (Kn m)	NA	NA



REVISION INDICE DE ESTADO DE ESFUERZOS

VG- EXTERIOR

TOP	BOTTON
24.4	51.0
Ok	Ok
TOP	BOTTON
54.5	15.4
Ok	Ok
TOP	BOTTON
40.4	2.7
Ok	Ok
PRE-ESFUERZO	
2587.8	
Ok	

$$RF = \frac{6\sqrt{f'_c} - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Tension}$$

$$RF = \frac{0.6f'_c - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.4f'_c - \frac{1}{2}(F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Concrete Compression}$$

$$RF = \frac{0.8f_y^* - (F_d + F_p + F_i)}{F_1} \text{ Prestressing Steel Tension}$$

REVISION INDICE DE ESTADO DE FUERZAS

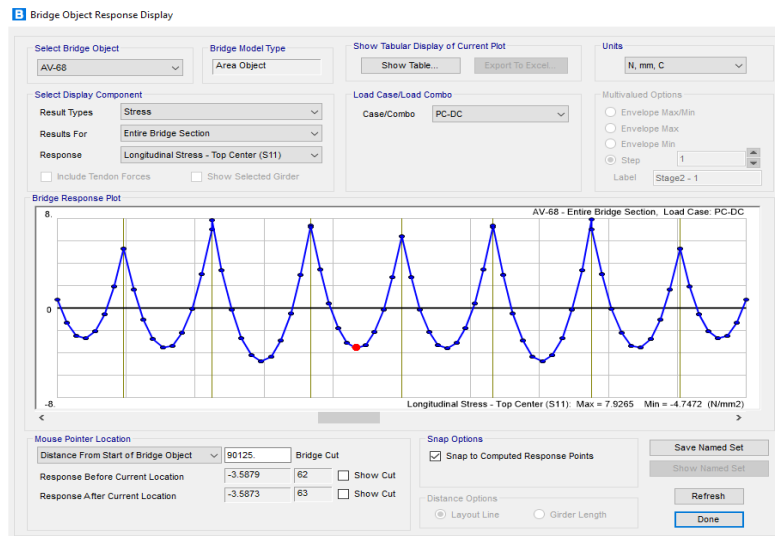
CORTANTE
2.0
Ok
FLEXION
0.0
NA

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$

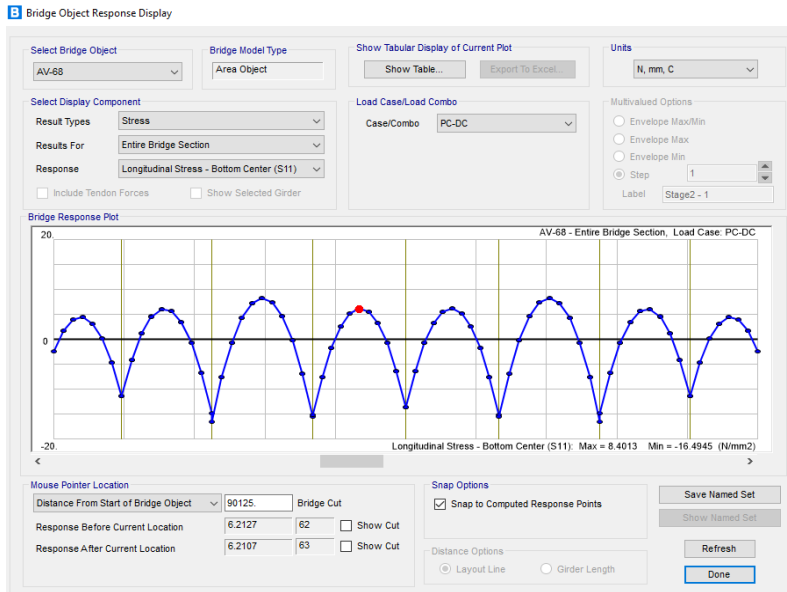
10.7.3. Esfuerzos Viga en el Centro de Luz

PC-DC

TOP CENTER



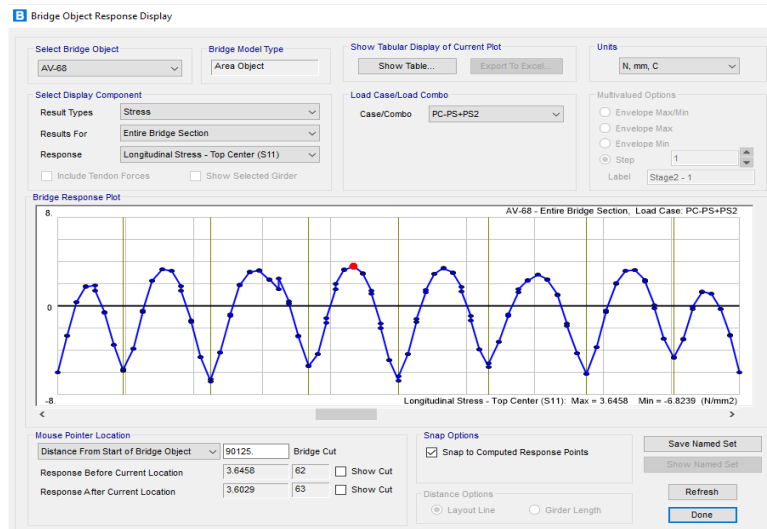
BOTTOM CENTER



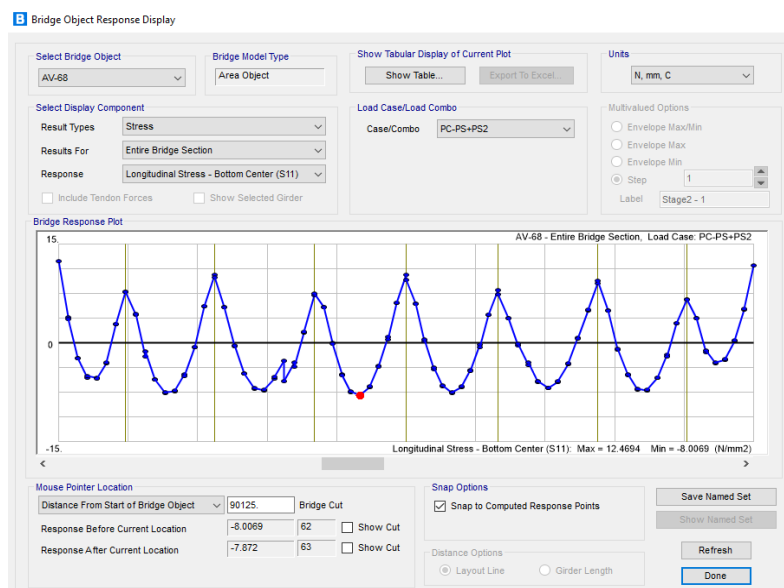


PS-1+PS-2

TOP CENTER



BOTTOM CENTER

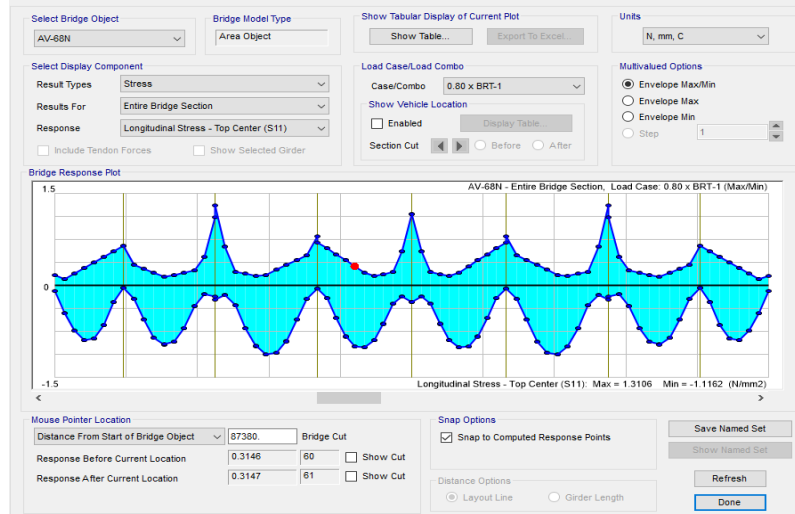




0.8-BRT-1

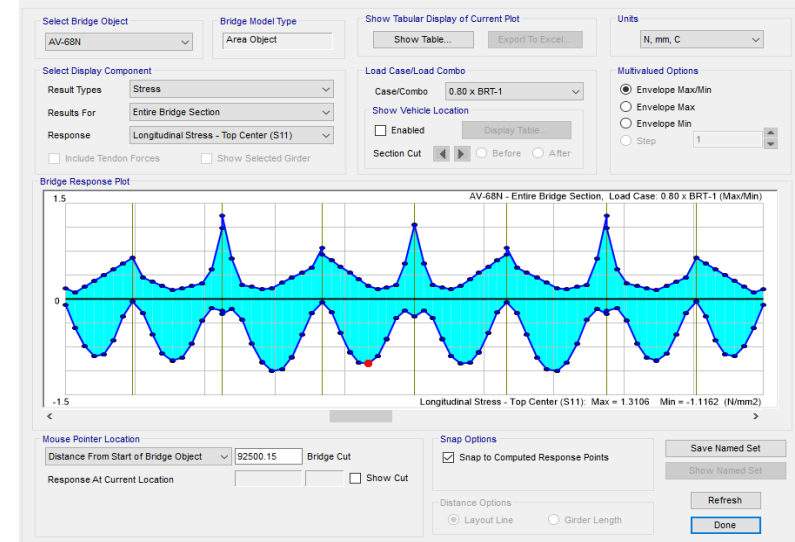
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

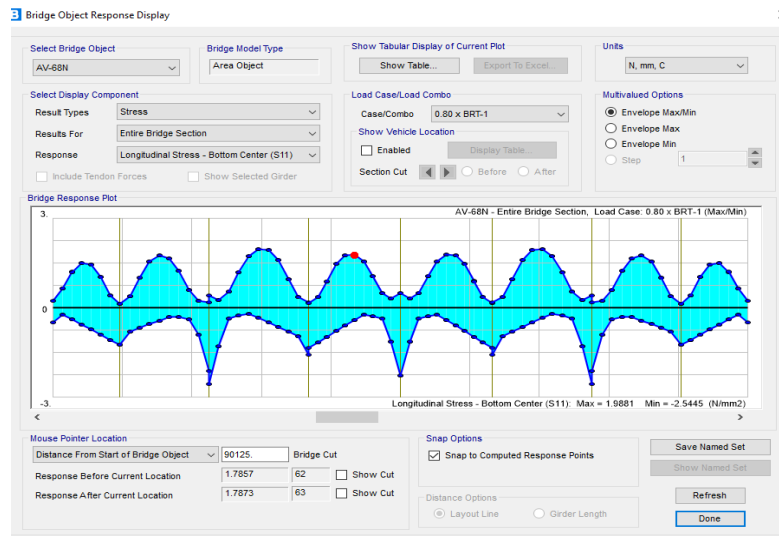
Bridge Object Response Display



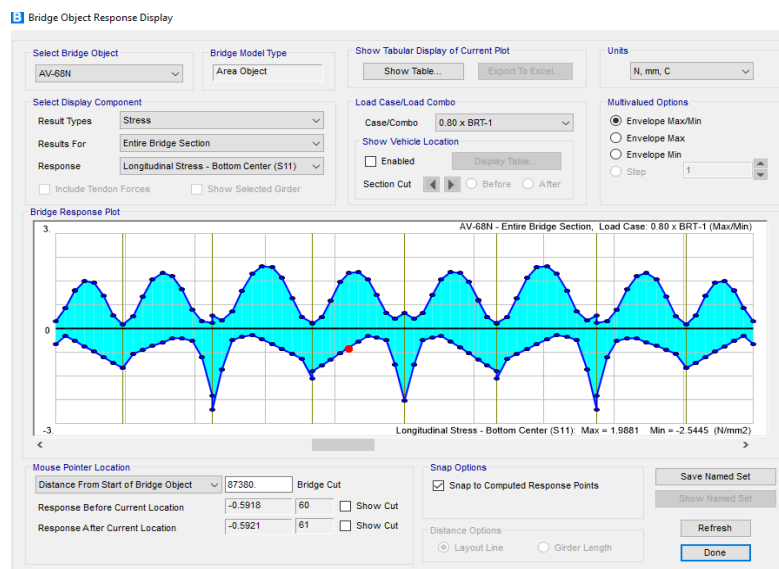


0.8-BRT-1

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER

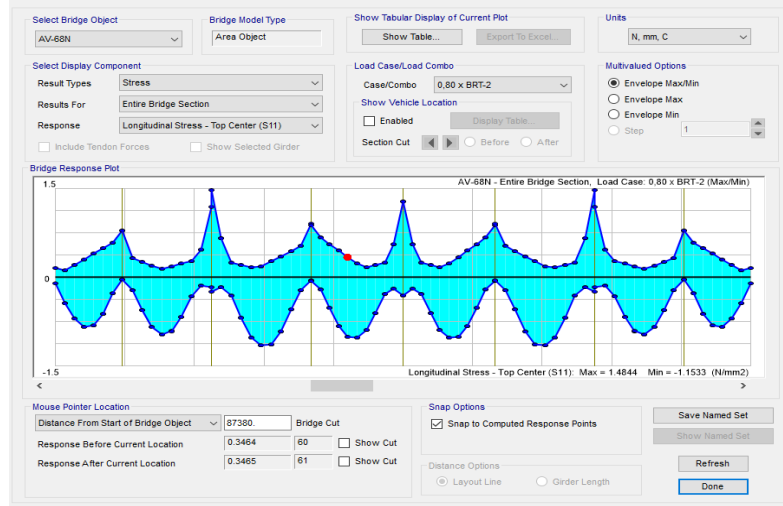




0.8-BRT-2

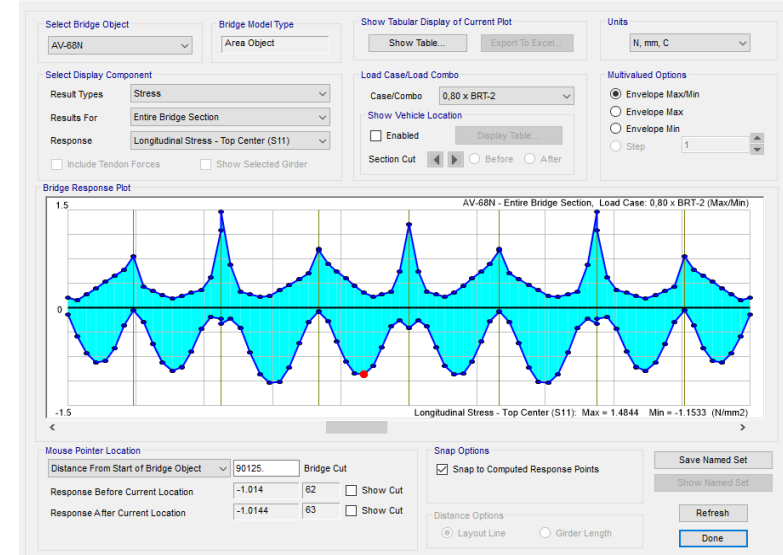
TOP CENTER

Bridge Object Response Display



TOP CENTER

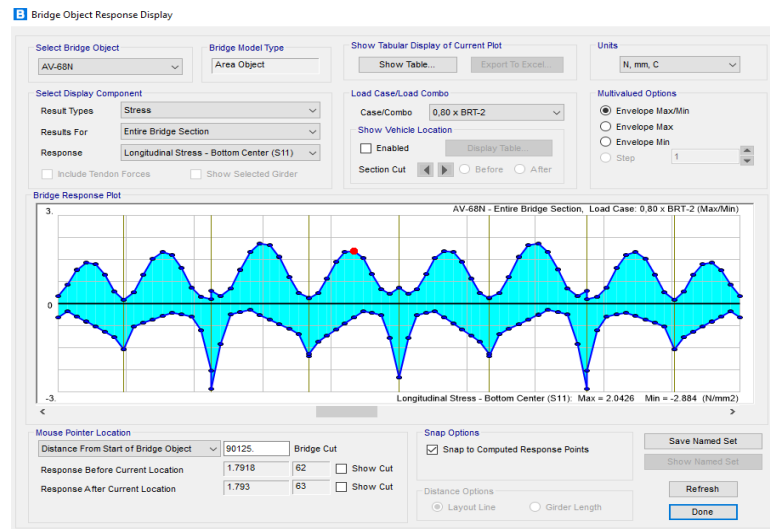
Bridge Object Response Display



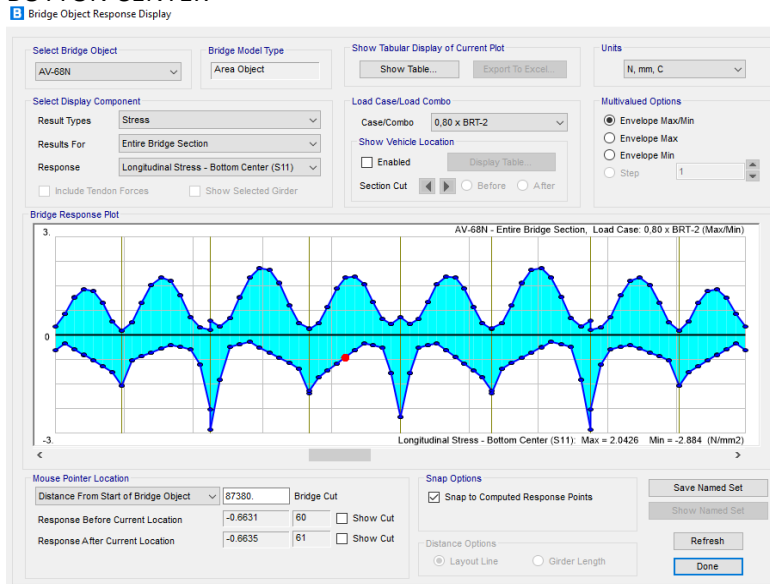


0.8-BRT-2

BOTTON CENTER



BOTTON CENTER





VIGA CENTRO LUZ - ESFUERZOS INTERNOS (0,80 LL)			
PC-DC+DW+BAR		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0	6.21
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-3.59	0
PS-1+PS-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	3.64	0
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	0	-8.0
0.8 BTR-1		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.31	1.79
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-1.01	-0.59
0.8 BTR-2		TOP	BOTTON
ESFUERZOS EN	σ_T (Mpa)	0.35	1.79
ELEMENTO	σ_c (Mpa)	-1.01	-0.66

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- De acuerdo con la inspección visual realizada a la estructura, se evidenció en términos generales que se encuentra en buen estado, por lo que no se observaron lesiones que sugieran que exista riesgo de colapso de alguno de los elementos que lo componen o que esté en riesgo el paso seguro tanto de vehículos como de peatones.
- Respecto de reparaciones visibles durante la inspección se presentan inyecciones de tipo estructural en la superestructura. Estas inyecciones se observan en buen estado y no se visualizaron fisuras adicionales que estén por reparar, por lo que se concluye respecto de esta situación que las acciones causantes de las fisuras reparadas han sido controladas satisfactoriamente.
- Se evidencia acumulación de humedades las cuales deben ser limpiadas ya que esta condición puede causar deterioro en la durabilidad de concreto y ocultar afectaciones que con el paso del tiempo puedan suceder y dificulte su visualización en las inspecciones rutinarias a la estructura.
- También se evidenció en el costado nor occidental que las barandas de concreto se encuentran impactadas por un vehículo en su nivel superior, por lo que se recomienda se realice el recalce de la zona afectada y se garantice la continuidad estructural entre las secciones originales y las nuevas.
- En las columnas se ha evidenciado en general que se presenta el fenómeno de fisuración por retracción de fraguado, ya que las fisuras que se observan forman una retícula, lo que indica que son producto de deficientes constructivos, pero que no están relacionados con insuficiencias de carácter estructural. Por lo tanto, se recomienda se realice su reparación con productos y procedimientos especializados para ese propósito, que garanticen que se sellen estas fisuras y se evite el deterioro de estos elementos estructurales en cuanto a su durabilidad.
- El puente no presenta signos de deterioro estructural ni fisuras que se puedan relacionar con sobre esfuerzos en los elementos tanto de la superestructura como de la subestructura, lo que sugiere un comportamiento adecuado tanto para las cargas de servicio como las de las cargas sísmicas a las cuales ha sido sometido desde que se realizó su construcción.
- También se observó que, producto de un impacto en la viga exterior de una de las luces centrales, se ha desprendido el reforzamiento a cortante con fibras de carbono. Por lo tanto, se recomienda recomponer este sistema con el propósito de garantizar que esta actividad, desarrollada para aumentar la capacidad del puente, se mantenga en las mismas condiciones que las demás vigas del puente

- Se ha observado deterioro en el concreto de los muros de aproximación del costado sur oriental, provocado por fogatas en el interior y en las cercanías de la estructura. Este deterioro acelera los procesos de carbonatación y afecta la durabilidad del concreto. Por lo tanto, se recomienda reparar el concreto afectado y restringir el acceso al interior del puente a personal no autorizado que realice este tipo de actividades, las cuales disminuyen la durabilidad y resistencia de los elementos estructurales.
- De los análisis de los factores de clasificación de los diferentes estructurales se obtuvieron en todos los casos factores mayores a la unidad, lo que nos indica que el puente cuenta actualmente con la capacidad de carga para tomar las acciones de cargas muertas y vivas que se recomiendan en el manual de evaluación de la AASHTO para puentes existentes.
- Finalmente de acuerdo al desarrollo de los trabajos de campo realizados para reconocer el estado de los materiales, se pudo evidenciar que el concreto presenta una resistencia a la compresión promedio de 35Mpa y su refuerzo no presenta deterioro por oxidación, por lo anterior podríamos confirmar que la edificación es competente de seguir cumpliendo su servicio.

