

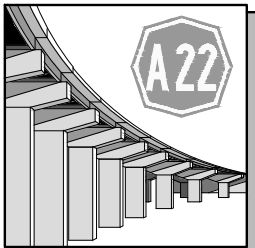
**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

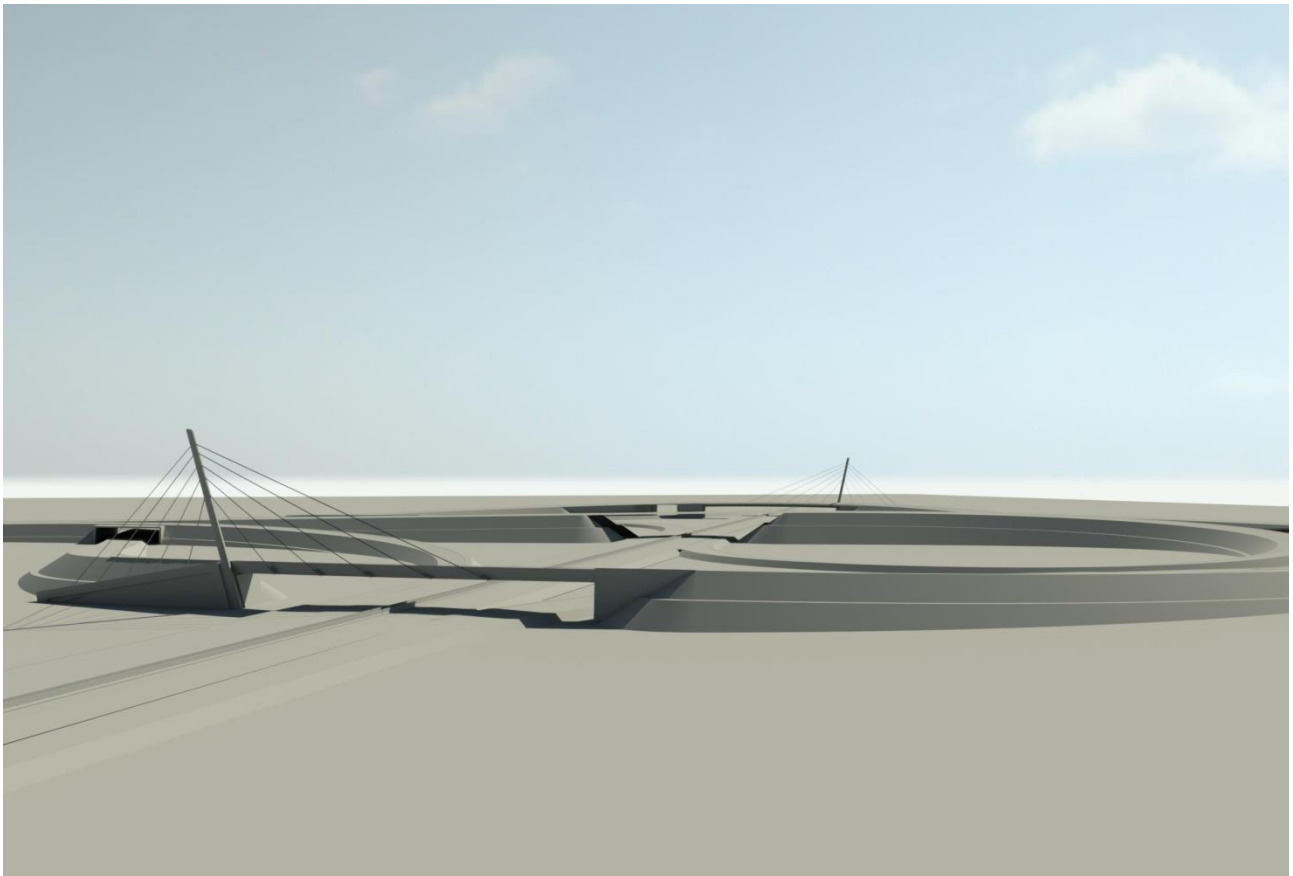
PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

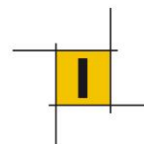
C	LOTTO 1 - da Campogalliano (km 312+200) al km 313+710
7.3.1.2.	OPERE D'ARTE PRINCIPALI SOVRAPPASSO PISTA MILANO-BRENNERO - B03 RELAZIONI Relazione di calcolo torre, stralli e muro d'ancoraggio

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. PETRANGELI	L. LEARDINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI BOLZANO Dott. Ing. CARLO COSTA Nr. 891 INGENIEURKAMMER DER PROVINZ BOZEN
NUMERO PROGETTO: 31/09					

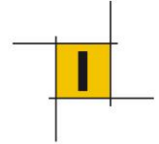
Cavalcavia B03 del nuovo svincolo della Autostrada del Brennero con la A1

RELAZIONE DI CALCOLO DELL'ANTENNA, DEGLI STRALLI E DEL MURO DI ANCORAGGIO

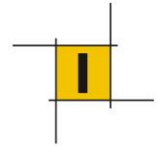




1	GENERALITA'	3
2	NORMATIVA	6
3	MATERIALI	7
3.1	Acciaio da carpenteria	7
3.2	Trefoli per stralli	7
3.3	Connettori.....	7
3.4	Barre di ancoraggio e Tiranti	7
3.5	CALCESTRUZZO (Cordoli, elevazioni spalle, fondazioni).....	8
4	ANALISI DEI CARICHI	9
4.1	Pesi propri strutturali, g1.....	9
4.2	Carichi permanenti non strutturali, g2	9
4.3	Presollecitazioni.....	10
4.4	Distorsioni imposte.....	11
4.5	Azioni variabili da traffico stradale	12
4.6	Neve.....	14
4.7	Vento	15
4.8	Temperatura	19
4.9	Ritiro	20
4.10	Resistenze parassite dei vincoli	20
4.11	Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio:.....	21
4.12	Azioni eccezionali	21
4.13	Azioni sismiche	21
4.14	Combinazioni di carico.....	25
5	Interazione Terreno-Struttura	26
5.1	Spalla nord.....	27
5.2	Spalla sud.....	28
6	Comportamento della palificata in esercizio (SLE e SLU)	30
6.1	Comportamento nei confronti delle azioni verticali	32
6.1.1	Capacità portante del palo singolo.....	32
6.1.2	Capacità portante della palificata.....	32
6.2	Comportamento nei confronti delle azioni orizzontali	32
6.2.1	Capacità portante del palo singolo.....	32



6.2.2	Capacità portante della palificata.....	36
7	MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI	37
7.1	Descrizione del modello FEM	37
7.2	Condizioni vincolari	39
7.3	Carichi	40
7.4	Analisi sismica	40
8	ANTENNA.....	41
8.1	Caratteristiche delle sezioni	41
8.2	Sollecitazioni	42
8.3	Combinazioni di carico.....	48
8.4	Verifiche di resistenza	49
8.4.1	Verifiche di instabilità.....	49
8.4.2	Verifiche a taglio	55
8.5	Deformazioni	61
8.6	Ancoraggio di base dell'antenna	63
9	STRALLI	67
9.1	Caratteristiche delle sezioni	67
9.2	Sollecitazioni	67
9.3	Verifiche di resistenza	71
9.3.1	Verifiche stati limite ultimi	71
9.3.2	Verifiche tensionali stati limite d'esercizio.....	77
9.3.3	Verifiche di fatica	77
9.3.4	Verifica condizione eccezionale di rottura di uno strallo	81
9.3.5	Considerazioni sul comportamento aerodinamico degli stralli.....	82
9.3.6	Verifica dell'assenza di scorrimenti del cavo sulle selle	84
10	Ancoraggio impalcato.....	87
11	MURO DI ANCORAGGIO	90
11.1.1	Verifica dell'ancoraggio degli stralli.....	91
11.1.2	Verifica della sezione del muro	94
12	EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI	98



1 GENERALITA'

L'opera in progetto si inquadra nella realizzazione della nuova intersezione della A22 Autobrennero con l'autostrada A1, pochi chilometri a nord dello svincolo di Modena NORD.

Detti lavori prevedono la realizzazione di tre distinte opere che permettono di sorpassare in quota la sede della A1: un'opera principale e due opere laterali. Oggetto del presente incarico è la progettazione strutturale delle due opere laterali.

I due cavalcavia in progetto sono concepiti secondo una logica coerenza formale facilitata anche dal fatto che le caratteristiche plano-altimetriche risultano pressoché identiche. Essi sono individuati dalla seguente nomenclatura:

- Scavalco OVEST: B02;
- Scavalco EST: B03.

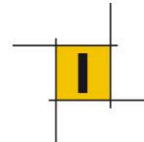
Planimetricamente ciascun viadotto si sviluppa secondo un raggio costante di circa 180m, mentre altimetricamente la livelletta stradale presenta un raggio di circa 3500m per l'opera B02 e 3000m per l'opera B03; i flessi altimetrici sono raggiunti in corrispondenza dei viadotti.

Ciascuna opera è costituita da un impalcato metallico a cassone monocellulare di luce pari a circa 87m, il quale viene sostenuto da 5 stralli, equispaziati con interasse circa 12m e posizionati sul lato esterno curva e pertanto eccentrici. Alle estremità il ponte risulta solidarizzato alla spalla lato cavi di ammarro, mediante un trasverso d'acciaio a cassone inglobato nel muro frontale della spalla stessa, mentre lato spalla opposta l'impalcato presenta uno schema di semplice appoggio con 3 appoggi multidirezionali e un sistema di ritegno trasversale.

Le due spalle sono di tipo scatolare con fondazioni profonde su pali del 1200. La platea di fondazione della spalla lato ammarro è costituita da un unico elemento che accoglie sia la torre che i muri di elevazione della spalla ed infine anche la struttura del massivo di ancoraggio. Quest'ultimo è rappresentato da un muro di spessore 2.3m con profilo curvo sia in elevazione che planimetricamente. La geometria planimetrica del muro è stata stabilita in modo che ciascun cavo eserciti solo effetti di compressione sull'antenna, ovvero che l'antenna ed i due segmenti del cavo (lato impalcato e lato ammarro) giacciono sullo stesso piano. Unica eccezione è stata fatta per i primi due cavi (quelli con inclinazione maggiore) la cui geometria è stata studiata in modo che essi presentino una leggera componente trasversale tale da stabilizzare il peso della torre stessa, che come detto possiede una eccentricità rispetto al piano medio degli stralli.

L'impalcato metallico è costituito da un cassone trapezio di altezza 220cm e basi 500 e 610cm. Il cassone è posizionato eccentrico rispetto all'asse stradale, ovvero sul lato esterno curva. La struttura che supporta il piano di rotolamento è realizzata da una lastra ortotropa, che lato interno curva viene sostenuta da mensoloni di lunghezza circa 660cm che prolungano il corrente superiore dei diaframmi del cassone. Questi ultimi sono realizzati mediante piatti trasversali a T perimetrali alle lastre del cassone e irrigiditi da due diagonali a V in profili a doppio T.

L'antenna è realizzata con una sezione cava circolare variabile con diametro massimo alla base pari a 2200mm e in testa di 1900mm, anche lo spessore varia da 40mm a 30mm. L'elemento sviluppa una lunghezza di poco superiore a 31m e presenta una inclinazione rispetto all'asse verticale di circa 28°, planimetricamente



l'inclinazione di detta antenna è orientata verso l'esterno curva dal lato degli ammarri dei cavi. Superiormente è prevista la realizzazione di un puntale non strutturale a carattere architettonico.

Sono presenti 5 ordini di cavi con inclinazioni variabili tra 30 e 15° sull'orizzontale lato impalcato e tra 65° e 50° lato ammarro e lunghezze comprese tra 25 e 75m circa. Il ponte pertanto si configura ai limiti dello schema stallato data la limitata inclinazione degli stralli più esterni.

I cavi sono composti in trefoli di diametro 15.7mm (Sezione 1.5cm²) rivestiti in resina e viplati, sono presenti due configurazioni: 31 trefoli per i due cavi maggiormente inclinati e più corti e 37 trefoli per i restanti. Il cavo è passante sull'antenna, ovvero gli unici ancoraggi previsti sono sull'impalcato metallico e sul muro di ancoraggio dal lato opposto.

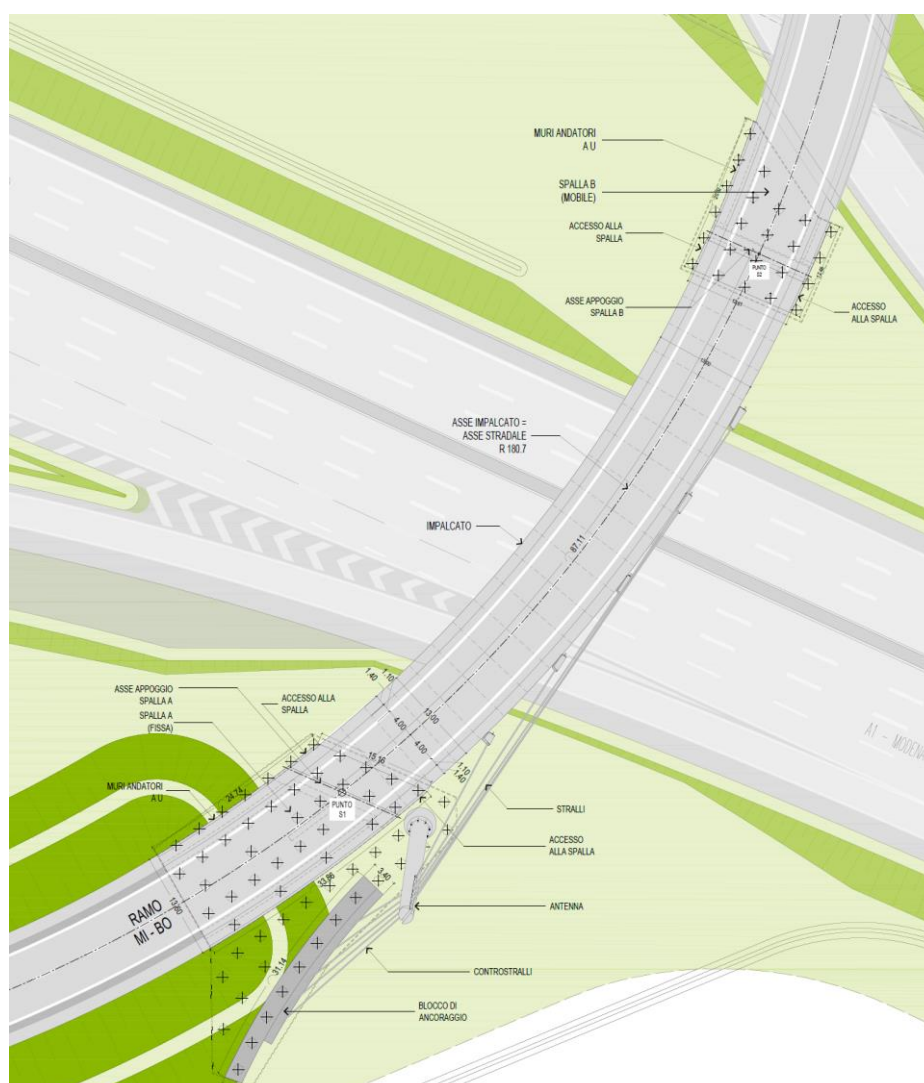


Figura 1: planimetria scavalco B03

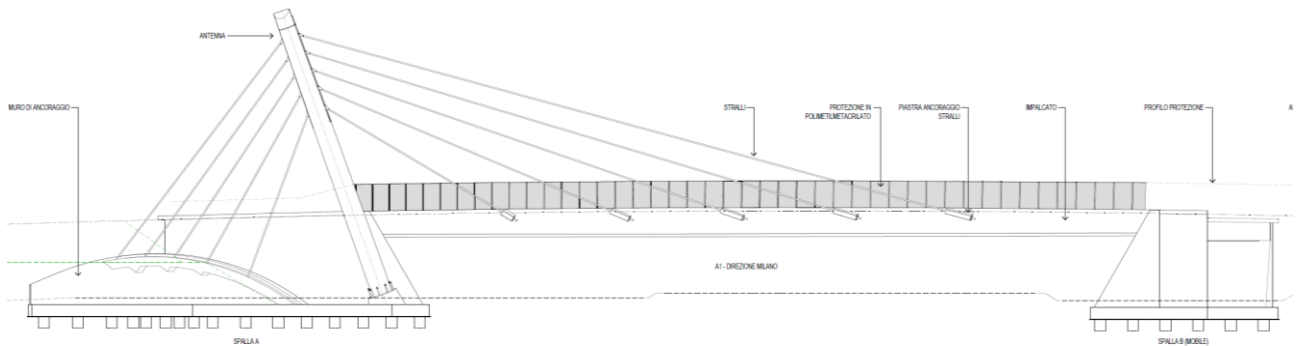
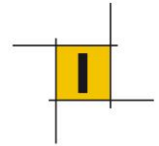


Figura 2: prospettiva

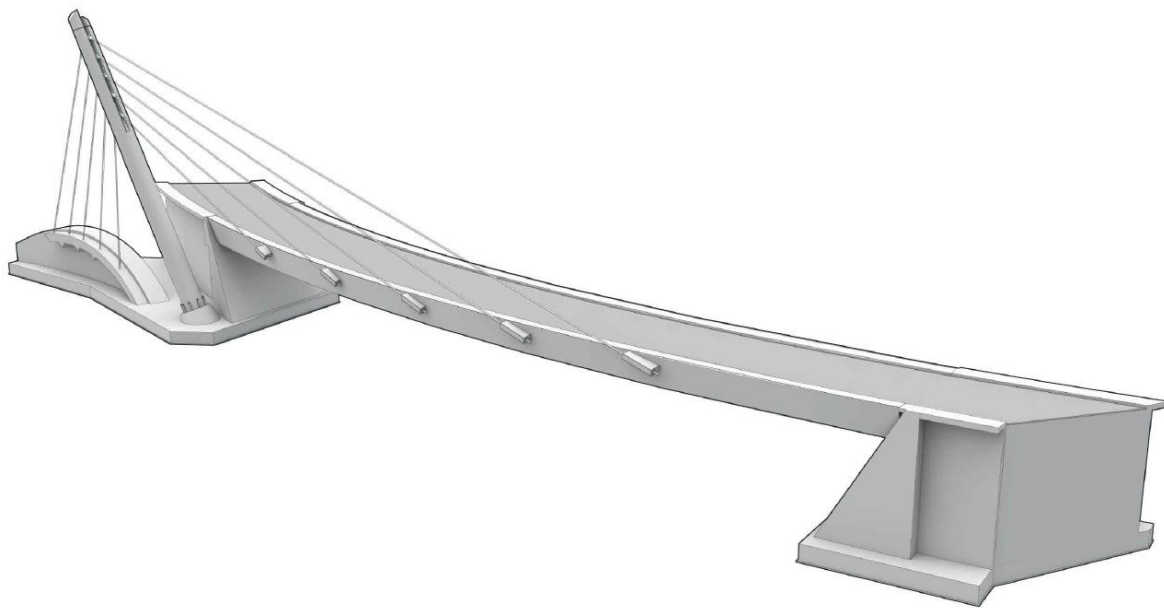
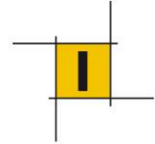


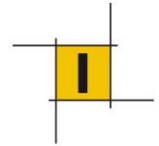
Figura 3: render

La presente relazione descrive le analisi condotte per il progetto della carpenteria metallica del sistema di strallatura del cavalcavia B03 vale a dire l'antenna metallica, i cavi ed il muro di ancoraggio.



2 **NORMATIVA**

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M del 17.1.2018;
- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M del 21.1.2019" - Circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.;
- C.N.R. 10011/92: "Costruzioni in acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, la manutenzione."
- CNR-DT 207 R1/2018: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".
- EN1991-1-5. Eurocodice 1 -Azioni sulle strutture Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche;
- EN1991-2. Eurocodice 1 -Azioni sulle strutture Parte 2: Carichi da traffico sui ponti;
- EN1993-1-1. Eurocodice 3 -Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- EN1993-2. Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio, Parte 2: Ponti di acciaio;
- EN1993-1-5. Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio, Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra.
- EN 1993-1-11. Eurocodice 3- Progettazione delle strutture di acciaio, Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi.
- EN 1998-2. Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 2: Ponti



3 MATERIALI

La classe di esecuzione della opera in carpenteria metallica è EXC4, secondo la UNI EN 1090.

3.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA - S 355 J2 FF W conforme UNI 10025-1 e 10025-5

- $f_{yk} = 355 \text{ Mpa}$ ($s \leq 40 \text{ mm}$) – *tensione di snervamento*
- $f_{yk} = 335 \text{ Mpa}$ ($s > 40 \text{ mm}$) – *tensione di snervamento*
- $E = 210\,000 \text{ Mpa}$ – *modulo elastico*
- $\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$ – *peso per unità di volume*
- $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ – *coeff. di dilatazione termica*

Coefficiente parziale materiale:

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

3.2 TREFOLI PER STRALLI

Trefoli a sette fili in acciaio conforme a pr EN10138-3 0.6 super (T15.7, $S_n = 150 \text{ mm}^2$)

- $f_{uk} = 1860 \text{ Mpa}$ – *tensione di rottura*
- $f_{0.1} = 1390 \text{ Mpa}$ – *tensione allung. 0.1%*
- $E = 195\,000 \text{ Mpa}$ – *modulo elastico*
- $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ – *coeff. di dilatazione termica*

Classe esposizione fatica (EN1993-1-11): class 3

3.3 CONNETTORI

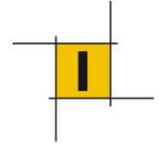
CONNETTORI TIPO NELSON - Acciaio S235 J2 G3 + C450

- $f_t = 450 \text{ Mpa}$ – *tensione di rottura*

3.4 BARRE DI ANCORAGGIO E TIRANTI

Barre filettate tipo Dywidag realizzate in Acciaio Y1050H (conforme pr EN10138-4)

- $f_{tk} = 1050 \text{ Mpa}$ – *tensione di rottura*
- $f_{0.1k} = 950 \text{ Mpa}$ – *tensione caratteristica all' 0,1% di allungamento*
- $\sigma_{pi} = \min(0.85 f_{0.1k}; 0.75 f_{tk}) = 788 \text{ Mpa}$ - *tensione max iniziale*

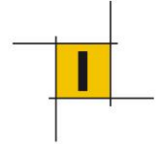


3.5 CALCESTRUZZO (CORDOLI, ELEVAZIONI SPALLE, FONDAZIONI)

Calcestruzzo C35/45.

- $f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$ – *resistenza caratteristica a compressione cilindrica*
- $f_{cm} = 43 \text{ Mpa}$ – *resistenza media a compressione*
- $f_{ctm} = 3.25 \text{ Mpa}$ – *resistenza media a trazione*
- $E = 34\,000 \text{ Mpa}$ – *modulo elastico*
- $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ – *peso per unità di volume*
- $\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ – *coeff. di dilatazione termica*

Coefficiente parziale materiale: $\gamma_M = 1.5$



4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI, G1

L'impalcato metallico del ponte è stato assunto ai fini della modellazione e delle conseguenti analisi strutturali pari a 5.00 KN/m², che considerata la larghezza B dell'impalcato di 12.8 m equivale ad un carico uniformemente distribuito di:

$$pp_{G1} = 64 \text{ KN/m}$$

Pertanto la carpenteria metallica del ponte ha una massa totale di:

$$PP_{\text{ponte}} = 64 \text{ kN/m} \cdot 87\text{m} = 5568 \text{ KN (557 ton)}$$

Si specifica che il valore assunto nel calcolo strutturale risulta leggermente superiore di quello effettivo risultante che dal computo finale della carpenteria metallica a valle del progetto effettuato che risulta essere pari a circa 470 ton. Tale discrepanza non è sostanziale e comunque risulta a favore di sicurezza ai fini dei calcoli statici.

4.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI, G2

Sulla base dell'equipaggiamento della sede stradale riportato in figura seguente è stata effettuata la seguente analisi dei carichi:

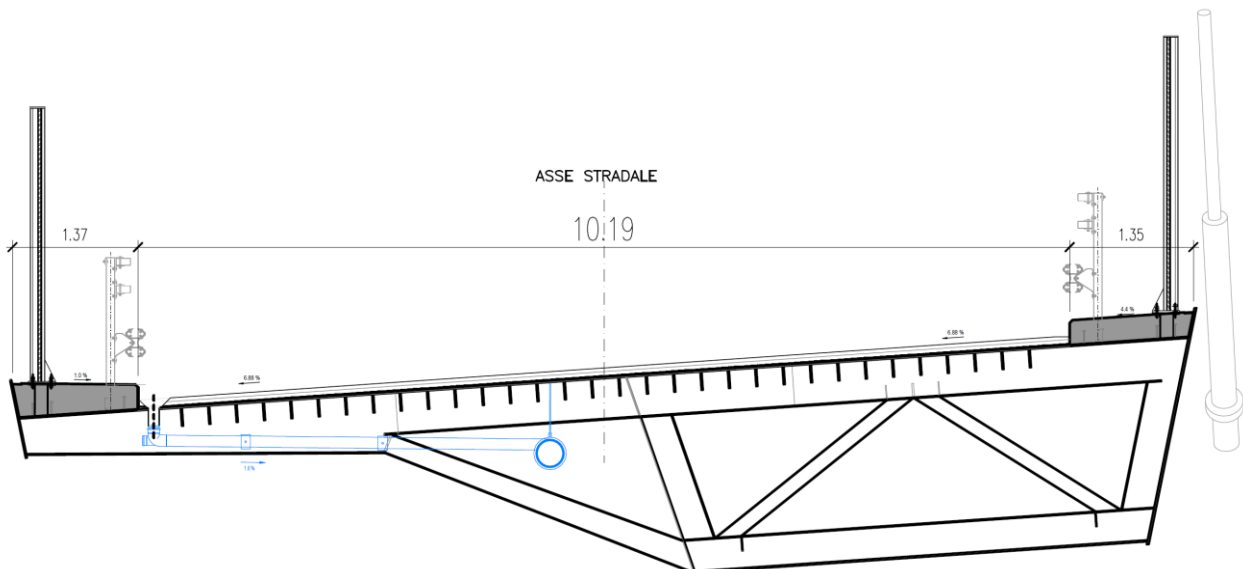
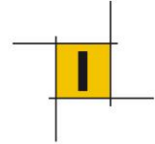


Figura 4: sezione trasversale impalcato

1) PAVIMENTAZIONE.

- Spessore medio = 10 cm
- peso bitume = 23 KN/m³
- larghezza piano asfaltato B = 10.25 m



$$pp_{\text{bitume}} = 23.6 \text{ KN/m}$$

2) MARCIAPIEDE/CORDOLO

- Spessore medio = 30 cm
- peso CLS = 25 KN/m³
- larghezza elemento B= 1.3m
- numero marciapiedi n.= 2

$$pp_{\text{marciapiede}} = 19.5 \text{ KN/m}$$

3) GUARD RAIL

- peso = 1.5 KN/m
- numero = 2

$$pp_{\text{guard rail}} = 3.0 \text{ KN/m}$$

4) PROTEZIONE IN PMMA

- peso = 1.8 KN/m
- numero = 2

$$pp_{\text{PMMA}} = 3.6 \text{ KN/m}$$

5) VARIE

- impianti smaltimento acque, protezioni ecc..

$$pp_{\text{varie}} = 2.0 \text{ KN/m}$$

In definitiva il peso dei carichi permanenti portati è

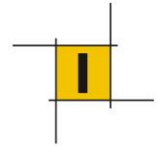
$$pp_{G2} = 51.7 \text{ KN/m}$$

Complessivamente i carichi permanenti che gravano sul ponte risultano:

$$PP_{G2} = 51.7 \text{ KN/m} * 87\text{m} = 4498 \text{ KN (450 ton)}$$

4.3 PRESOLLECITAZIONI

È stato considerato un pre-tiro (ovvero una predeformazione) degli stralli tale da ottimizzare l'equilibrio statico e la cinematica dell'impalcato. A tal fine è stato eseguito un processo iterativo, di cui si riportano solo i risultati finali. La tabella seguente indica la presollecitazione di progetto dei singoli stralli rispetto alla nomenclatura rappresentata nella figura sottostante. Per completezza si riporta anche l'accorciamento dello strallo corrispondente al tiro imposto.



Strallo	L modello [m]	N.trefoli (T15.7)	Pretiro [KN]	Accorciamento [m]
1I	23.88	31	1200	0.03
2I	36.38	31	900	0.04
3I	49.38	37	1300	0.06
4I	62.63	37	2000	0.12
5I	75.89	37	2700	0.19
1M	22.62	31	1600	0.03
2M	25.00	31	1600	0.04
3M	28.00	37	1700	0.04
4M	31.32	37	1900	0.07
5M	34.81	37	1900	0.07

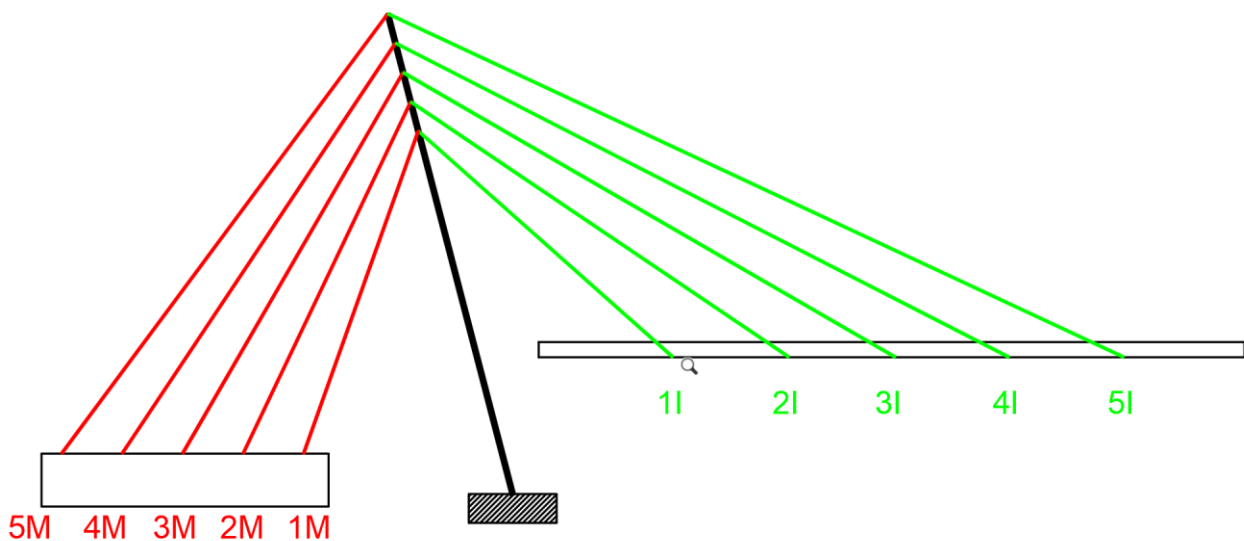
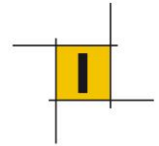


Figura 5: Nomenclatura stralli

4.4 DISTORSIONI IMPOSTE

Data la particolare geometria dell'opera nonché il fatto che la strallatura è fortemente asimmetrica rispetto all'impalcato, si è osservato che in asse appoggi della spalla B persiste una torsione tale da determinare condizioni di trazione per l'appoggio esterno curva sotto i carichi di esercizio. Per scongiurare tale effetto si



è deciso che in fase di montaggio dell'impalcato venga imposta una distorsione alla sezione di estremità ovvero una rotazione che sollevi il suddetto appoggio di 15cm.

Di seguito si specificano i valori delle distorsioni imposte nel modello strutturale in asse dell'elemento di trave impalcato in corrispondenza dell'asse appoggi spalla B.

ROTAZIONE (rX)	1.8%
SOLLEVAMENTO (dZ)	0.11 m

4.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO STRADALE

Definizione delle corsie convenzionali:

Larghezza carreggiata 10.2m

N. corsie di carico = $\text{INT}(10.2\text{m}/3\text{m}) = 3$

Larghezza parte rimanente = $10.2 \text{ m} - 3 \cdot 3\text{m} = 1.2 \text{ m}$

Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprendendo gli effetti dinamici:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in figura. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

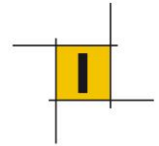
Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

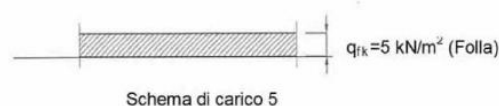
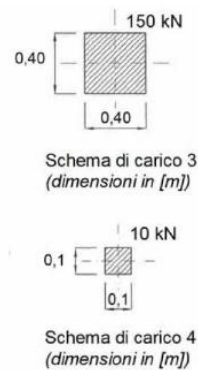
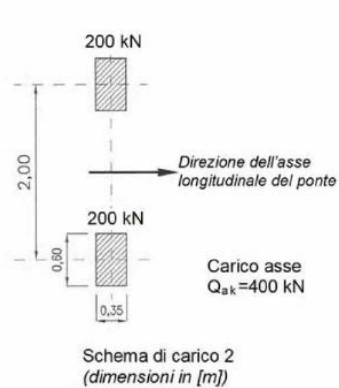
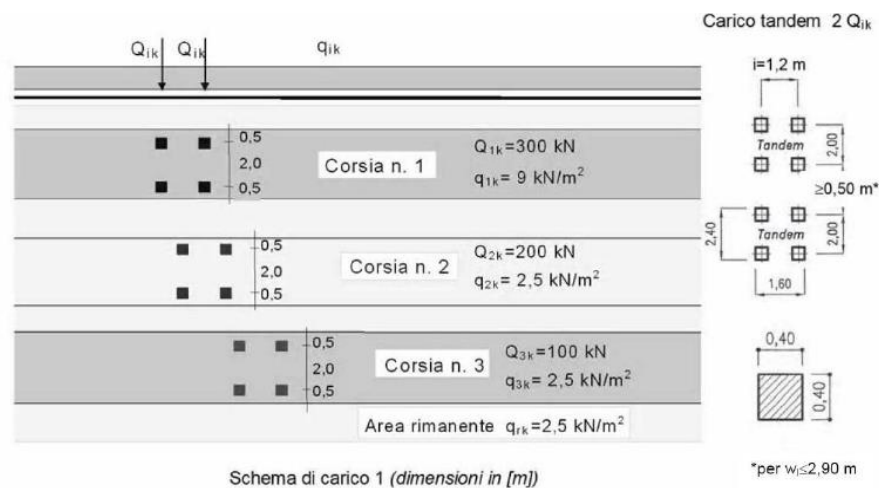
Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m.

Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

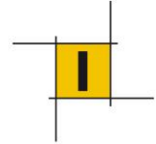


Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50



La numerazione e la disposizione dei carichi viene modificata per ottenere le condizioni più sfavorevoli ai fini del calcolo delle sollecitazioni dell'elemento considerato.

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.



Carico per verifiche a Fatica

Ai fini delle verifiche a fatica, sarà impiegato il seguente schema di carico, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi ciascuno di peso 120 kN.

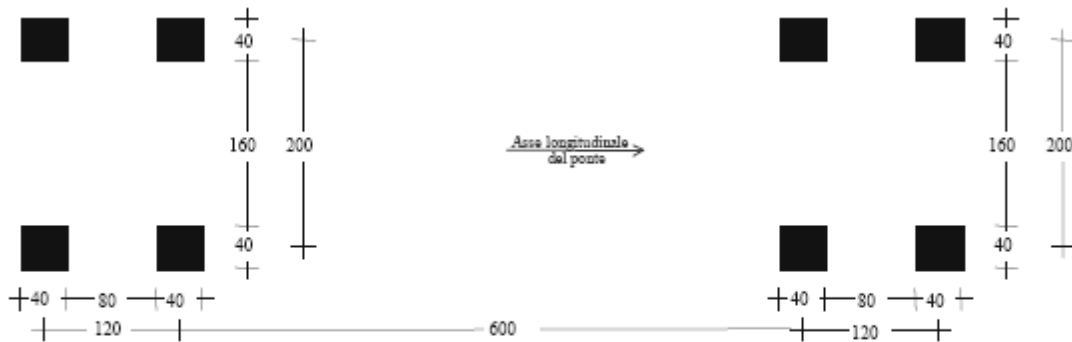


Figura 5.1.5 – Modello di carico a fatica n. 3

Azione longitudinale di frenamento/accelerazione

La forza longitudinale applicata a livello della superficie di rotolamento è data da:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Dove w_1 è la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata (87m). La forza è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata agente a livello della pavimentazione.

Nel caso in esame si ottiene:

$$q_3 = 595 \text{ kN}$$

Azione centrifuga

Il raggio di curvatura del ponte è pari a 180m, pertanto la forza centrifuga corrispondente ad ogni corsia di carico è pari a $0.2 Q_v$, con Q_v pari al carico verticale del tandem della corsia.

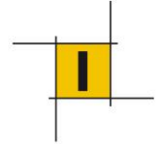
Il carico concentrato q_4 è applicato a livello della pavimentazione ed agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Complessivamente si ha una forza centrifuga pari a:

$$q_4 = 0.2 \cdot (600 + 400 + 200) \text{ KN} = 240 \text{ KN}$$

4.6 NEVE

L'azione della neve viene trascurata essendo per opere di questo genere non dimensionate in quanto di entità molto inferiore ai carichi stradali e con essi non cumulabile.



4.7 VENTO

Il Politecnico di Milano ha eseguito uno studio in galleria del vento su modello in scala dell'opera (1:80) per determinare il comportamento aerodinamico dell'impalcato e delle sue strutture di supporto nonché stimare l'entità del carico del vento e distribuzione del carico. Sono state studiate le risposte sotto 24 diversi angoli di attacco dell'azione eolica.

Pertanto l'azione del vento di progetto è stata calibrata in base ai risultati ottenuti da tali prove sperimentali. Di seguito si riporta l'estratto del report delle prove sperimentali circa il calcolo di carichi eolici al vero.

- **FORZE AERODINAMICHE**

Le forze aerodinamiche al vero devono essere calcolate utilizzando il valore del coefficiente aerodinamico di picco moltiplicato per la dinamica media del vento incidente alla quota di riferimento:

$$F_i = qh * C_{Fi} * B * L$$

$$M_i = qh * C_{Mi} * B * L^2$$

F_i, M_i (N) sono le forze e momenti aerodinamici al vero lungo le direzioni $i = x, y, z$, qh è la pressione dinamica media alla quota di riferimento $H_{ref} = 30m$, $B = 1m$ e $L = 1m$ sono le dimensioni di riferimento al vero, C_{Fi} e C_{Mi} i coefficienti aerodinamici di picco di forza e di momento.

- **CARICHI DI PRESSIONE**

I carichi di pressione al vero devono essere calcolati come nel seguito indicato:

$$w^i k = C_{pk}^i * qh$$

$$w^s k = C_{pk}^s * qh$$

dove $w^i k, w^s k$ (kN/m^2) sono rispettivamente il carico eolico di picco superiore ed inferiore (carichi dimensionati per gli elementi secondari), qh è la pressione dinamica media al vero alla quota di riferimento $H=30m$ e C_{pk}^i, C_{pk}^s i coefficienti di picco calcolati dai dati sperimentali.

- **PRESSIONE DINAMICA AL VERO**

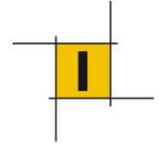
Come esempio si riporta il calcolo della pressione dinamica media utilizzando la CNR-DT 207 R1/2018, §3.2. La pressione dinamica media alla quota di riferimento è calcolata come:

$$qh = 1/2 \rho v^2(H) = 1/2 \rho [vr \cdot cm(H)]^2$$

dove: vr è la velocità di riferimento di progetto e $cm(H)$ è il coefficiente di profilo medio del vento alla quota di riferimento. Attenzione: per il calcolo delle forze e pressioni al vero deve essere utilizzata la pressione dinamica media in quanto i coefficienti sperimentali contengono già al loro interno i contributi dovuti al profilo medio della velocità del vento, alla turbolenza del vento incidente, agli effetti di prossimità dovuti al surrounding.

Utilizzando i dati caratteristici del terreno riportati nella Tabella 3-1, la pressione dinamica media alla quota di riferimento $H=30m$ associata ad una velocità con tempo di ritorno pari a $T=100$ anni, calcolata in accordo con la CNR-DT 207 R1/2018 da moltiplicare ai coefficienti di pressione forniti al fine di calcolare i carichi di pressione al vero, risulta:

$$qh = 548.7 \text{ N/m}^2 \quad (H=30)$$



H_{ref}	(m)	30	Altezza di riferimento al vero
Zona	-	2	Emilia-Romagna
Classe di ruogosità	-	C	-
Categoria di esposizione	-	III	-
Classe di rugosità z_0	(m)	0.1	-
ρ	(kg/m ³)	1.25	Densità aria al vero

Tabella 3-1. Caratteristiche del sito di costruzione.

In definitiva dunque nel presente progetto è stata considerata un'azione del vento sull'impalcato con direzione centripeda desunta dalla fig. A2.1, il cui modulo è pari a (angolo d'attacco pari a 90°):

$$F_{h,impalcato} = C_{fxi} * qh = 1600 * 0.55 = 1045 \text{ KN}$$

Analogamente per la torre è stata considerata un'azione del vento sull'impalcato con direzione analoga al caso precedente desunta dalla fig. A2.7, il cui modulo è pari a (angolo d'attacco pari a 90°):

$$F_{h,torre} = C_{fxi} * qh = 300 * 0.55 = 165 \text{ KN}$$

Ambo le forze sono stata considerate uniformemente distribuite lungo lo sviluppo degli elementi coinvolti.

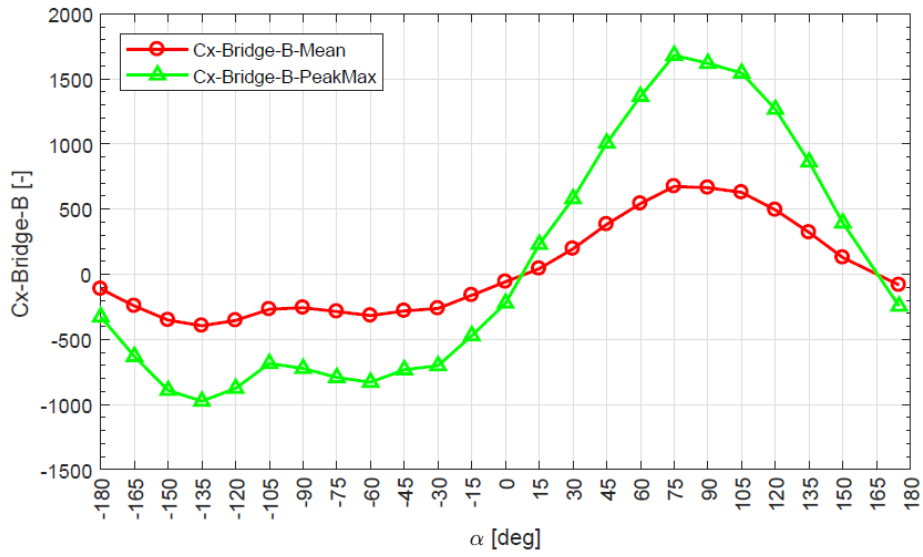
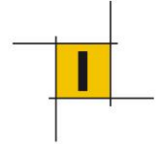


Figura A2.1: Cx-Bridge-B

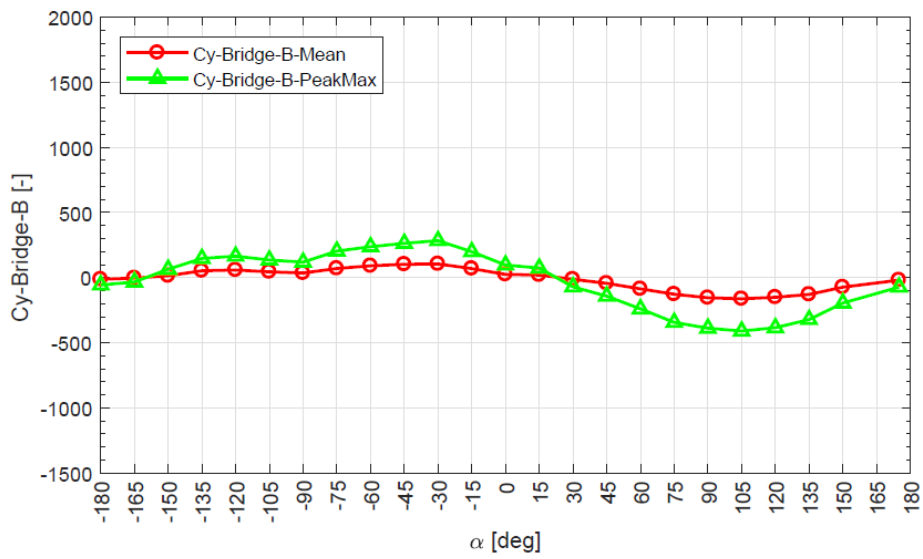
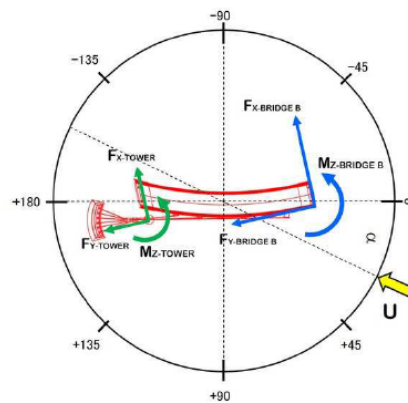


Figura A2.2: Cy-Bridge-B



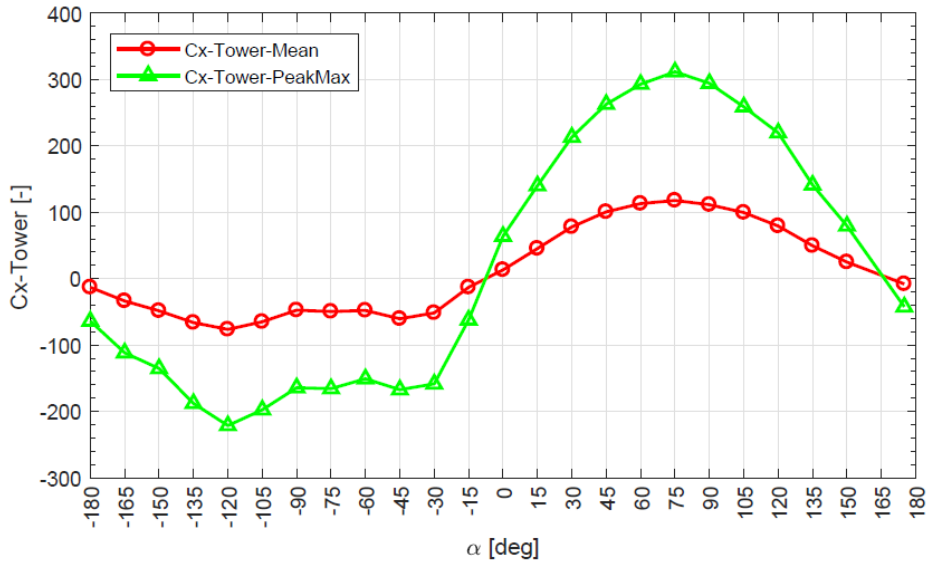
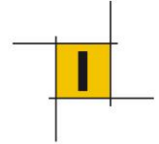


Figura A2.7: Cx-Tower

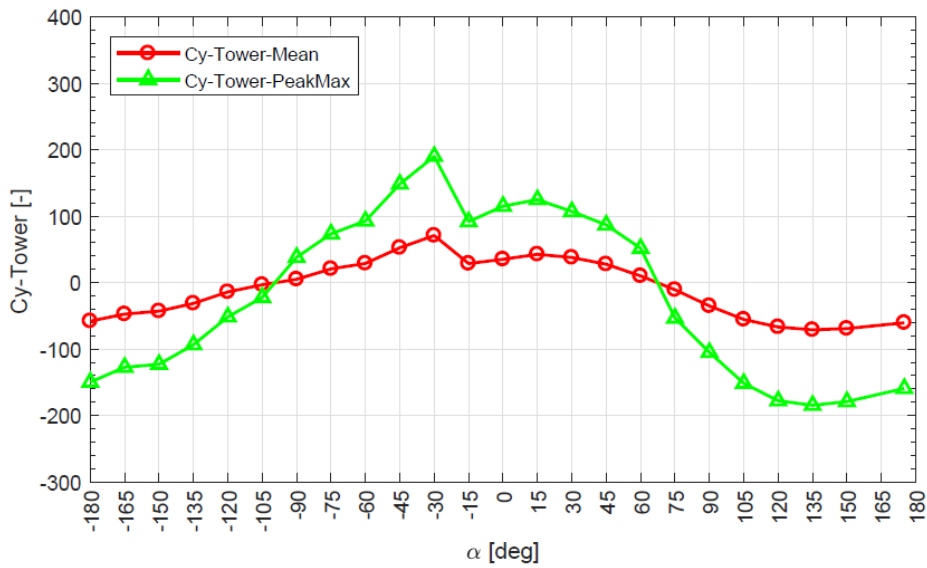
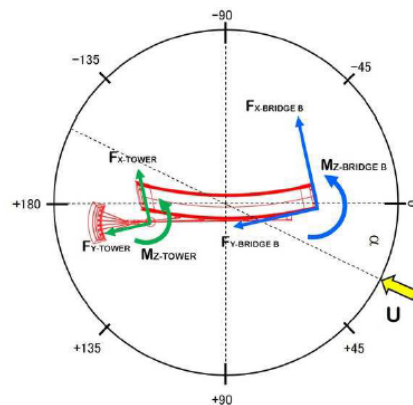
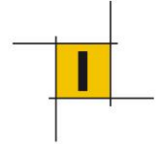


Figura A2.8: Cy-Tower





4.8 TEMPERATURA

L'azione termica viene valutata prendendo a riferimento le indicazioni contenute nella sezione 6 Ponti di EN1991-1-5, integrate dalle prescrizioni nel calcolo delle temperature dell'aria fornite da §3.5.2 di NTC18.

Temperatura dell'aria esterna (NTC18)

Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

as = 85 m slm

T min = 15.3 °C

T max = 42.5 °C

Componente di temperatura uniforme sul ponte (EN1991-1-5)

Impalcato in acciaio (Tipo 1)

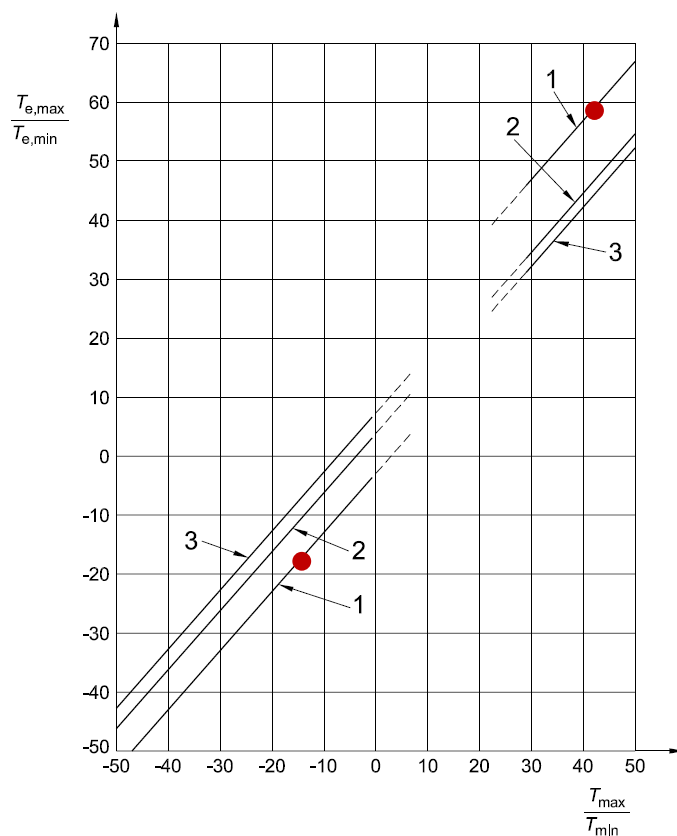
$T_{e,\min} = T_{\min} - 3^\circ\text{C} = -18.3^\circ\text{C}$

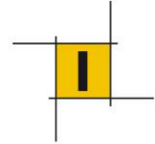
$T_{e,\max} = T_{\max} + 16^\circ\text{C} = 58.5^\circ\text{C}$

Correlation between minimum/maximum shade air temperature (T_{\min}/T_{\max}) and minimum/maximum uniform bridge temperature component ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$)

Key

- 1 Type 1
- 2 Type 2
- 3 Type 3





Assunto $T_0 = 15^\circ\text{C}$, si hanno ottengono le seguenti escursioni termiche di progetto:

$$\Delta T_{N,\text{cont}} = T_0 - T_{e\text{ min}} = 15 - (-18.3) = 33.3 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{contrazione}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e\text{ max}} - T_0 = 42.5 - 15 = 27.5^\circ\text{C} \quad \text{espansione}$$

Ai fini del calcolo delle escursioni di giunti ed appoggi i sopraindicati intervalli di temperatura vengono aumentati di 20°C (assenza di calibrazioni specifiche degli appoggi in funzione della temperatura all'atto di montaggio).

Si è tenuto inoltre in considerazione di un delta termico tra impalcato e cavi di $\pm 10^\circ$, secondo quanto specificato in EN1991-1-5 nella specifica sezione dedicata ai ponti.

Componente di temperatura verticale sul ponte (EN1991-1-5)

Sulla sezione dell'impalcato è stato applicato il seguente gradiente termico verticale:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 18^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = 13^\circ\text{C}$$

4.9 RITIRO

L'effetto del ritiro dei getti con cui vengono realizzati i marciapiedi è stato tenuto in conto attraverso un approccio a *capacity*.

La massima forza sviluppata per effetto del ritiro è pari a:

$$N_{\text{rit}} = A_c \times f_{\text{ctm}}/1.2$$

con

A_c area dei marciapiedi/cordoli laterali

$f_{\text{ctm}}/1.2$ limite di apertura delle fessure (ovvero di annullamento della forza da ritiro).

Per l'opera in esame si ha (2 marciapiedi):

$$A_c = 2 * (1.35 * 0.25) \text{ m}^2 = 0.675 \text{ m}^2$$

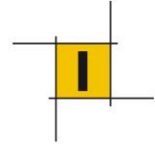
$$f_{\text{ctm}}/1.2 = 2.71 \text{ Mpa}$$

$$N_{\text{rit}} = \mathbf{1830 \text{ KN}}$$

4.10 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI

Considerato lo schema vincolare e la presenza di appoggi unidirezionali sulla spalla B con superficie di scorrimento acciaio-teflon, si assume un coefficiente di attrito pari al 3%.

La forza viene applicata nella direzione dello spostamento del dispositivo in entrambi i versi, il modulo viene valutato sulla base del carico verticale permanente.



4.11 AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO:

L'azione viene impiegata per le verifiche locali dell'impalcato ed è stata determinata in funzione delle resistenze caratteristiche degli elementi principali del sistema di ritenuta (montanti).

L'esplicitazione di tale carico è direttamente riportata nella sezione dedicata alla verifica strutturale.

4.12 AZIONI ECCEZIONALI

- Urto veicoli da viabilità sottostante

Il franco minimo rispetto al piano di pavimentazione della sottostante viabilità risulta essere maggiore di 5.5m.

In accordo con quanto specificato in §3.6.3.3 NTC18 la forza simulante l'impatto di un veicolo fuorisagoma:

$F = r Fdx$ ($r = 1$ per altezze sottovia di 5m e 0 per altezze >6m; $Fdx = 1000$ KN per autostrade)

In base al franco effettivo risulta con $r = 0.18$, ovvero

$F = 180$ KN

L'entità dell'azione risulta inferiore al valore della forza centrifuga (cfr.§4.5), pertanto la condizione d'urto non viene presa in conto nel dimensionamento dell'opera.

- Rottura/sostituzione strallo

E' stata prevista la possibile rottura di uno strallo, detta condizione eccezionale è stata ritenuta concomitante al traffico veicolare nella condizione frequente (0.45 TS + 0.40 UDL) considerando un incremento dinamico dovuto alla rottura improvvisa pari a 1.5 (cfr EN 1993-1-11).

Maggiori dettagli sono forniti nella sezione dedicata alla verifica.

4.13 AZIONI SISMICHE

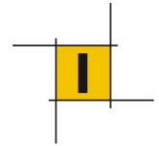
Vita utile $V_N = 100$ anni

Classe uso $C_u = 2$

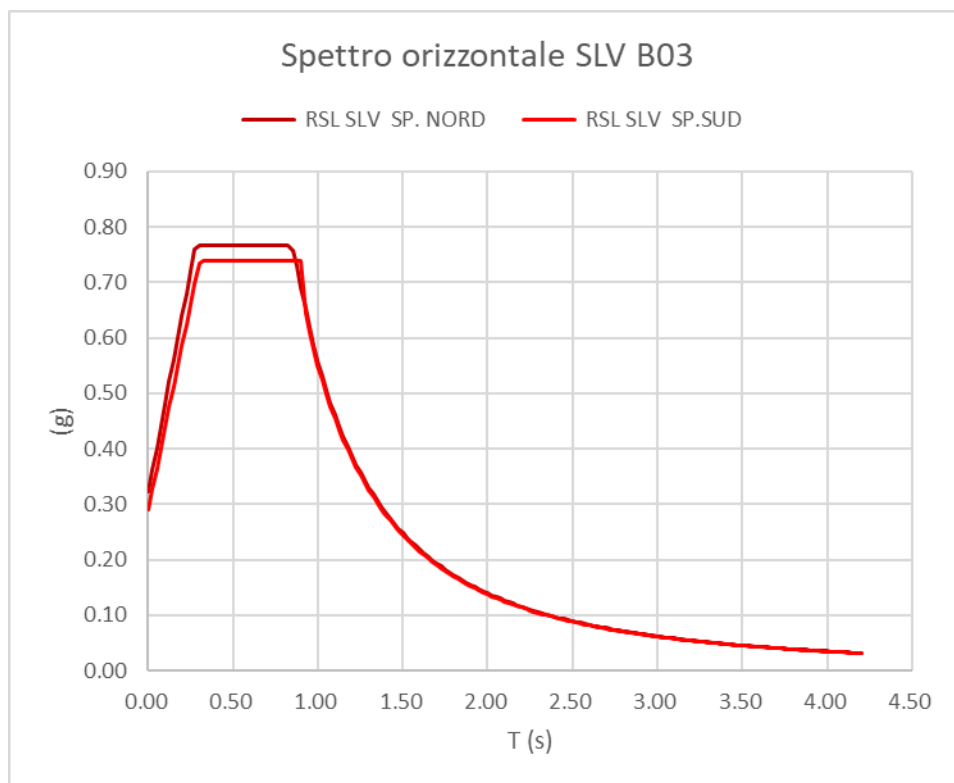
Vita di riferimento $V_R = 200$ anni

I tempi di ritorno per l'azione sismica di progetto sono i seguenti:

Stato limite	Tr (anni)
SLD	201
SLV	1898

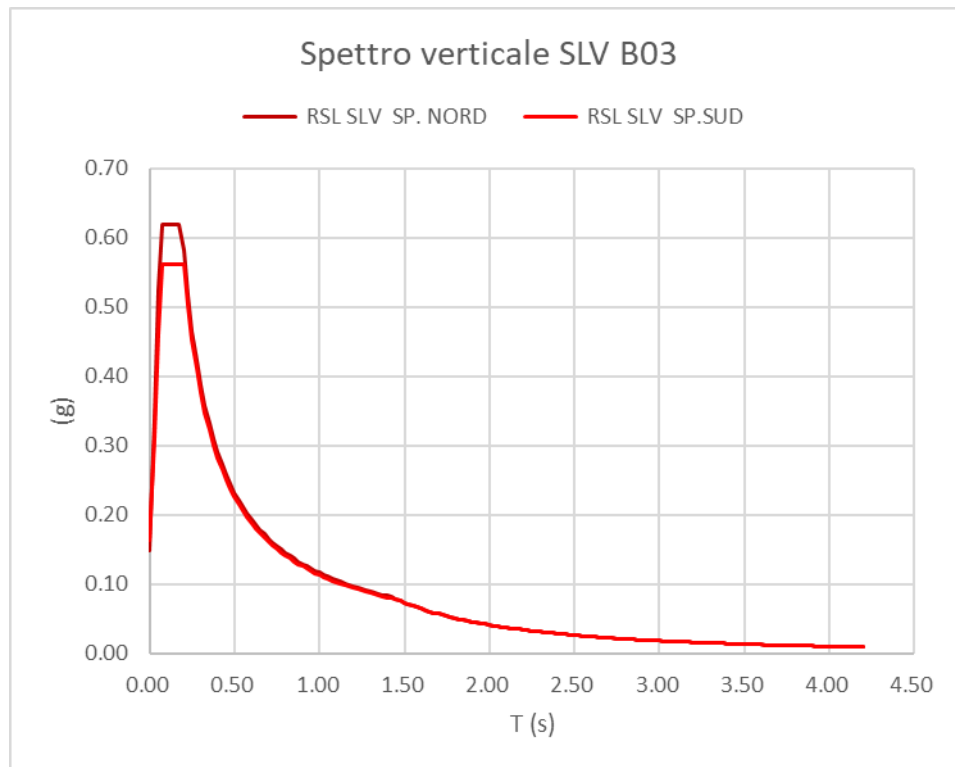
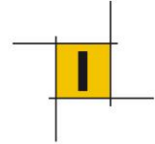


Le ordinate spettrali delle componenti orizzontale e verticale sono state ricavate da un'analisi di risposta sismica locale condotta in corrispondenza di ciascuna sottostruttura (Spalla Nord e Sud), con esiti molto simili. Ai fini del presente progetto è stato impiegato un unico spettro sismico, assunto uguale a quello con le ordinate più gravose (Spalla Nord).



Di seguito i parametri dello spettro impiegato:

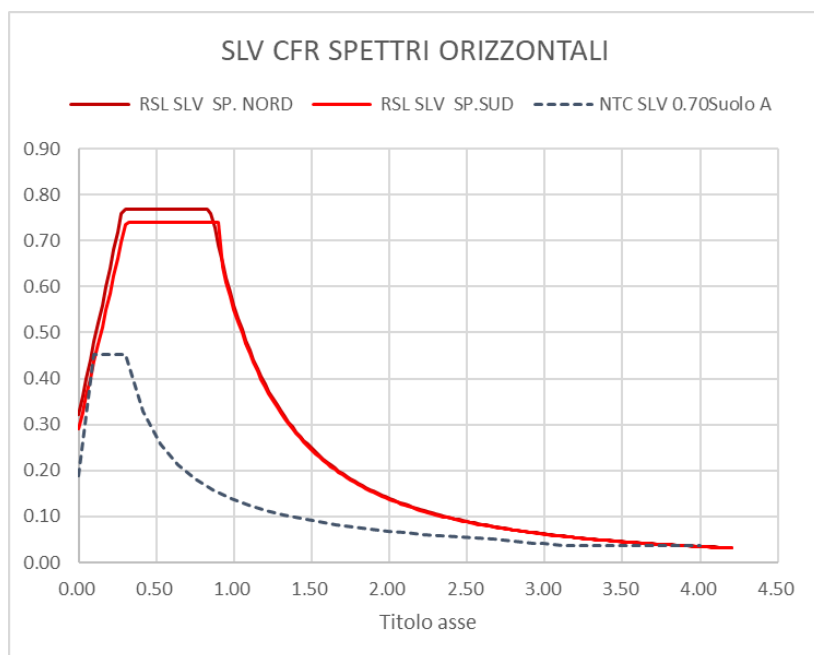
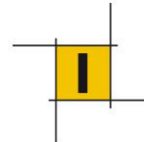
Parametri normalizzati								
$a_{max}(T=0)$	F_o	Tc^*	η	S	Tb	Tc	Td	Cc
0.322	2.39	0.54	1.00	0.759	0.280	0.840	0.866	1.560



Parametri normalizzati								
$a_{max}(T=0)$	F_0	T_c^*	η	S	T_b	T_c	T_d	C_c
0.15	4.18	0.13	1.00	0.53	0.06	0.19	1.42	1.42

Verifica dei requisiti minimi dello spettro derivato da RSL secondo NTC18 §7.2.6.

- a) I valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti dell'azione sismica di progetto ottenuto tramite analisi di risposta sismica locale, devono essere almeno pari al 70% di quelli del corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione per sottosuolo di tipo A;

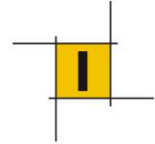


b) Ove si effettuino analisi di interazione suolo-struttura, la risultante globale di taglio trasmessa all’estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70% di quella ottenuta dallo stesso modello strutturale con vincoli fissi all’estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A.

SLV Sisma x	Modello con interazione e RSL	Modello con vincoli fissi e Spettro cat. A	Rapporto (>0.70)
tagliante sismico [kN]	31689	27509	1.15

SLV Sisma y	Modello con interazione e RSL	Modello con vincoli fissi e Spettro cat. A	Rapporto (>0.70)
tagliante sismico [kN]	28945	23981	1.21

I requisiti risultano soddisfatti.



4.14 COMBINAZIONI DI CARICO

Per l'analisi, i carichi elementari vengono combinati secondo quanto riportato nel §2.5.3 delle NTC2018 di cui si riporta uno stralcio:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

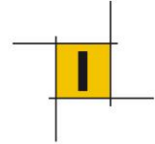
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$



5 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'interazione fra il terreno e la fondazione profonda può essere schematizzata da un vincolo elastico orizzontale, distribuito lungo lo sviluppo del palo, e da uno concentrato alla base in direzione verticale.

La costante elastica orizzontale, è calcolata secondo letteratura per ciascuno strato di terreno interessato, secondo la caratterizzazione descritta nella Relazione Geotecnica.

Nel dettaglio, per la definizione della rigidità orizzontale dei singoli strati di terreno attraversati si fa riferimento alle seguenti trattazioni:

- terreni coesivi sovraconsolidati ($C_u > 50 \text{ kN/m}^2$):

$$K_h \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = C_f \cdot C_u / D \quad (\text{Skempton, 1951})$$

dove

C_u è la coesione non drenata, espressa in kN/m^2 ;

D è il diametro del palo, espresso in metri;

C_f è un coefficiente variabile da 80 a 320.

In questi terreni si ammette che K_h sia costante per tutto lo spessore dello strato.

- terreni coesivi normalmente consolidati ($C_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$):

In questi terreni K_h tende a variare con la profondità. Si adotta generalmente una variazione di tipo lineare, crescente con la profondità, secondo la seguente relazione:

$$K_h \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = n_h \cdot Z / D \quad (\text{Reese e Matlock, 1956})$$

dove

n_h è una costante dipendente dalla litologia, da esprimersi in kN/m^3 ;

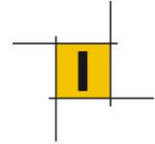
D è il diametro del palo, espresso in metri;

Z è la profondità dal piano campagna, espressa in metri.

Valori orientativi di n_h sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di terreno	$n_h n [\text{N/cm}^3]$	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock (1956) Davisson, Prakash (1963)
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson (1970) Davisson (1970)
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson (1970) Wilson, Hilts (1967)
Loess	8 ÷ 10	Bowles (1968)

- terreni incoerenti:



In questi terreni K_h può essere determinata dalla formula di *Reese e Matlock* di cui sopra, ammettendo quindi una variazione lineare con la profondità. In questi terreni la costante n_h dipende dallo stato di addensamento e dalla presenza o meno di falda; essa può essere ottenuta dalla seguente espressione:

$$n_h = A \cdot \gamma / 1,35$$

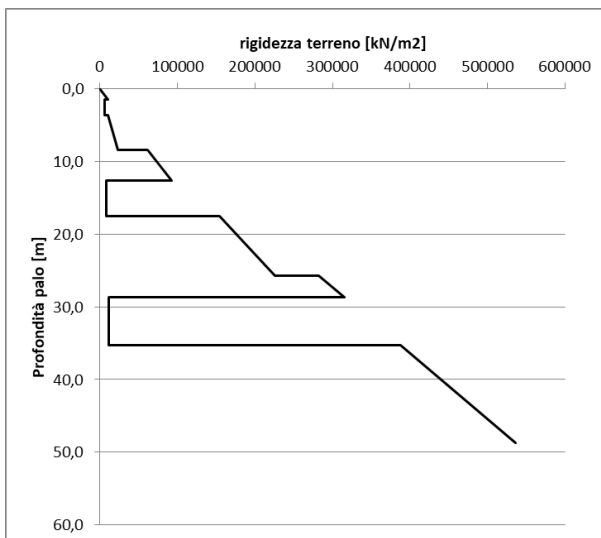
in cui γ rappresenta il peso dell'unità di volume del terreno ed è pari al peso del terreno alleggerito del peso dell'acqua negli strati sotto falda.

Valori orientativi di n_h e A sono riportati nella tabella seguente:

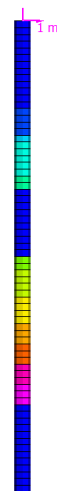
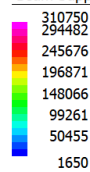
5.1 SPALLA NORD

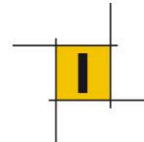
Di seguito la stratigrafia adottata nel calcolo (falda a +36.90 m slm). Considerata la disomogeneità del terreno fra spalla A e B, si riportano in maniera distinta i risultati.

ΔZ m	Z s.l.m. m	Z fondazione m	TERRENO -	K_h kN/m3	k_h kN/m2
	41,00	0,0	RILEVATO	0	0
-1,50	39,50	1,5		8250	9900
	39,50	1,5	ORIZZ. 1 COESIVO	4958,3	5950
-2,20	37,30	3,7		4958,3	5950
	37,30	3,7	ORIZZ. 2 GRANULARE	8325	9990
-4,70	32,60	8,4		18900	22680
	32,60	8,4	ORIZZ. 3 GRANULARE	51450	61740
-4,20	28,40	12,6		77175	92610
	28,40	12,6	ORIZZ. 3 COESIVO	6875	8250
-4,90	23,50	17,5		6875	8250
	23,50	17,5	ORIZZ. 5 GRANULARE	128333	154000
-8,20	15,30	25,7		188467	226160
	15,30	25,7	ORIZZ. 6 GRANULARE	235583	282700
-3,00	12,30	28,7		263083	315700
	12,30	28,7	ORIZZ. 5 COESIVO	9167	11000
-6,60	5,70	35,3		9167	11000
	5,70	35,3	ORIZZ. 6 GRANULARE	323583	388300
-13,40	-7,70	48,7		446417	535700



Beam Support 2 [kN/m/m]





Applicando tali vincoli su un modello FEM del palo singolo, incastrato in sommità, si ottiene una rigidezza equivalente del sistema pari a:

$$k_h = 52'800 \text{ kN/m}$$

In merito al valore di rigidezza verticale equivalente del palo si assume in via cautelava il valore di $k_v = 400'000 \text{ kN/m}$

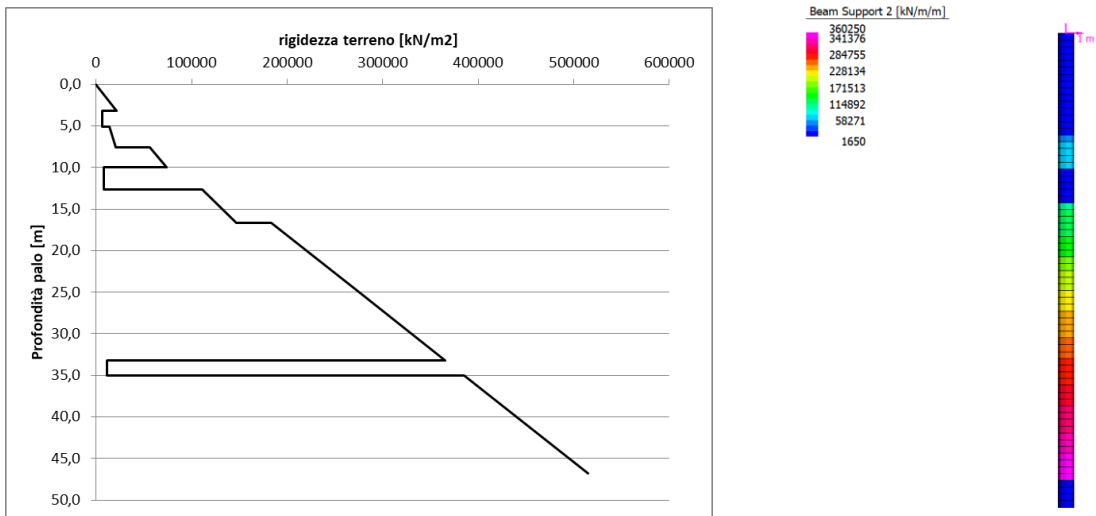
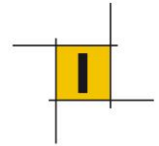
calcolato assumendo un cedimento verticale massimo di 1cm sotto un carico di esercizio di 4000kN.

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
N_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
N_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

5.2 SPALLA SUD

Di seguito la stratigrafia adottata nel calcolo (falda a +36.90 m slm). Considerata la disomogeneità del terreno fra spalla A e B, si riportano in maniera distinta i risultati.

ΔZ m	Z s.l.m. m	Z fondazione m	TERRENO -	K_h kN/m ³	k_h kN/m ²
	41,00	0,0	RILEVATO	0	0
-3,20	37,80	3,2		17600	21120
	37,80	3,2	ORIZZ. 1 COESIVO	4958,3	5950
-1,90	35,90	5,1		4958,3	5950
	35,90	5,1	ORIZZ. 2 GRANULARE	11475	13770
-2,50	33,40	7,6		17100	20520
	33,40	7,6	ORIZZ. 3 GRANULARE	46550	55860
-2,40	31,00	10,0		61250	73500
	31,00	10,0	ORIZZ. 2 COESIVO	6875	8250
-2,60	28,40	12,6		6875	8250
	28,40	12,6	ORIZZ. 4 GRANULARE	92400	110880
-4,10	24,30	16,7		122467	146960
	24,30	16,7	ORIZZ. 5 GRANULARE	153083	183700
-8,10	16,20	24,8		227333	272800
	16,20	24,8	ORIZZ. 6 GRANULARE	227333	272800
-8,40	7,80	33,2		304333	365200
	7,80	33,2	ORIZZ. 6 COESIVO	9167	11000
-1,80	6,00	35,0		9167	11000
	6,00	35,0	ORIZZ. 6 GRANULARE	320833	385000
-11,80	-5,80	46,8		429000	514800



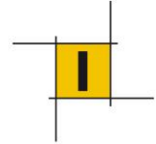
Applicando tali vincoli su un modello FEM del palo singolo, incastrato in sommità, si ottiene una rigidezza equivalente del sistema pari a:

$$k_h = 61'100 \text{ kN/m}$$

In merito al valore di rigidezza verticale equivalente del palo si assume in via cautelava il valore di

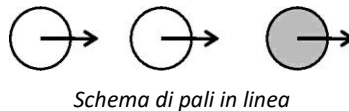
$$k_v = 400'000 \text{ kN/m}$$

calcolato assumendo un cedimento verticale massimo di 1cm sotto un carico di esercizio di 4000kN.



6 COMPORTAMENTO DELLA PALIFICATA IN ESERCIZIO (SLE E SLU)

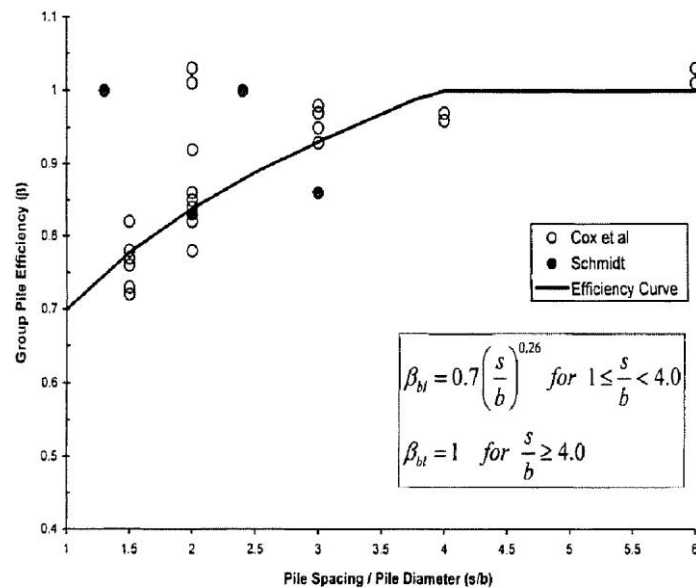
L'interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila, si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.



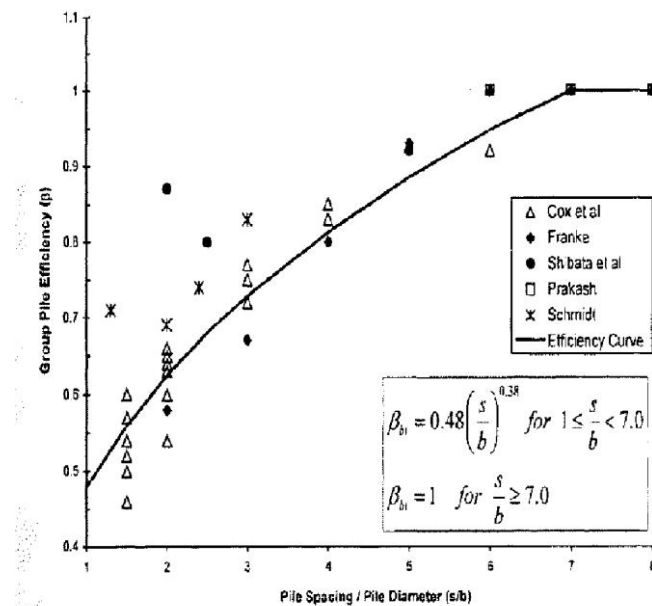
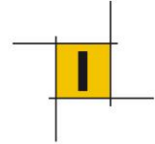
Schema di pali in linea

Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in figura sotto.



Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico - (pali frontali)

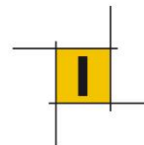


Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico - (pali retrostanti)

Occorrerà considerare pertanto i seguenti coefficienti riduttivi nella modellazione dell'interazione terreno-struttura:

- pali frontali: 0.90
- pali retrostanti: 0.70

La geometria su sviluppo curvilineo del sistema globale spalle-impalcato e la particolare disposizione dei pali, comporta l'impossibilità a definire per le due spalle i pali come "frontali" e "retrostanti". Il comportamento laterale della palificata viene quindi valutato assumendo un comportamento plastico del sistema terreno-fondazione assumendo quindi una distribuzione costante delle rigidzze dei pali pari a quella indisturbata.



6.1 COMPORTAMENTO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI VERTICALI

6.1.1 Capacità portante del palo singolo

I risultati del calcolo di capacità del palo singolo sono riportati nell'allegato A della presente relazione per pali di diametro 1200mm, in compressione e trazione.

6.1.2 Capacità portante della palificata

Nel caso oggetto di studio, essendo l'interasse dei pali di fondazione maggiore o uguale a 3 diametri e visto che principalmente la resistenza del terreno è fornita da strati granulari, si ritiene che l'efficienza possa essere fissata pari a $\eta = 1$.

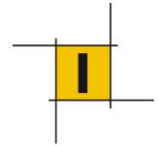
6.2 COMPORTAMENTO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI

6.2.1 Capacità portante del palo singolo

La capacità portante laterale del palo singolo è calcolata secondo la teoria di Broms, nell'ipotesi di palo lungo. Di seguito l'espressione di calcolo:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Il meccanismo di rottura coinvolge i primi strati di terreno al di sotto della platea di fondazione: per coerenza si considera la medesima stratigrafia impiegata per il calcolo della capacità portante verticale, di seguito descritta.



B.03 – spalla nord

strato 1: RILEVATO			
falda	no		
φ_k	35	°	
γ'	20	kN/m ³	
k_p	3,69	-	
H	2,2	m	

strato 2: Orizz. Coesivo 1			
falda	no		
φ_k	21,2	°	
γ'	18,5	kN/m ³	
k_p	2,13	-	
H	1,5	m	

strato 3: Orizz. Granulare 2			
falda	si		
φ_k	28,5	°	
γ'	9	kN/m ³	
k_p	2,83	-	

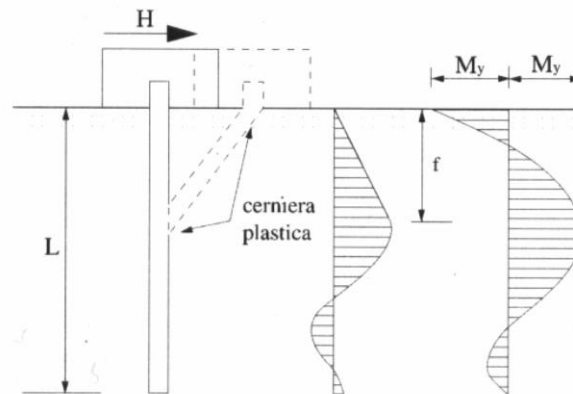
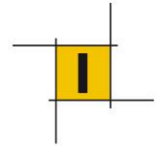
B.03 – spalla sud

strato 1: RILEVATO			
falda	no		
φ_k	35	°	
γ'	20	kN/m ³	
k_p	3,69	-	
H	3,2	m	

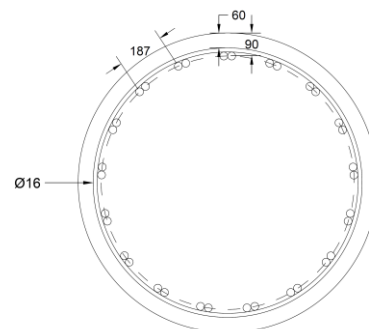
strato 2: Orizz. Coesivo 1			
falda	si		
φ_k	21,2	°	
γ'	8,5	kN/m ³	
k_p	2,13	-	
H	1,5	m	

strato 3: Orizz. Granulare 2			
falda	si		
φ_k	28,5	°	
γ'	9	kN/m ³	
k_p	2,83	-	

La forza orizzontale massima è calcolata imponendo in condizione di rottura del terreno ($\sigma_h = 3 k_p \gamma z$) l'equilibrio della sommità del palo compresa fra le due cerniere plastiche.



Per questo, la capacità portante è funzione anche del momento di snervamento del palo. A titolo esemplificativo si considera una armatura del palo pari a 34Ø32 (2Ø32/20, accoppiati) e classe di calcestruzzo C25/30, si ottiene un momento di snervamento pari a: $M_y = 4308 \text{ kNm}$.



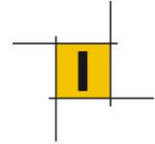
Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ (SLU e SLV) della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del §6.4.3.1.1 (NTC 2018). Si applica pertanto il coefficiente parziale della Tab. 6.4.VI, pari a $\gamma_T = 1,30$. Si considera infine un fattore di correlazione pari a $\xi = 1,65$, corrispondente ad un totale di 2 verticali indagate (1 per spalla).

Da cui:

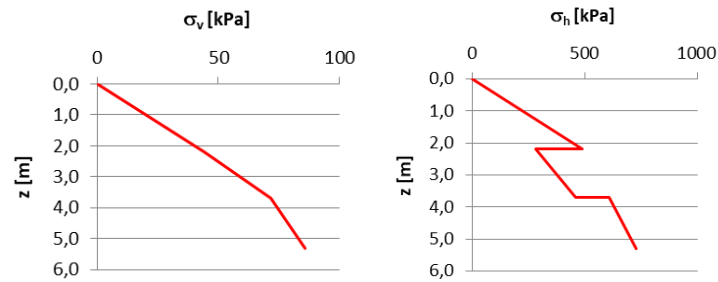
$$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T \xi$$

Spalla nord

Di seguito si riporta l'esito del calcolo sopra descritto:



	z	σ_v	σ_h
	m	kPa	kPa
strato 1	0,0	0	0
no falda	2,2	44	487
strato 2	2,2	44	282
no falda	3,7	72	459
strato 3	3,7	72	608
si falda	5,3	86	728
$\sigma_h = 3 k_p \sigma_v$ (Broms 1964)			

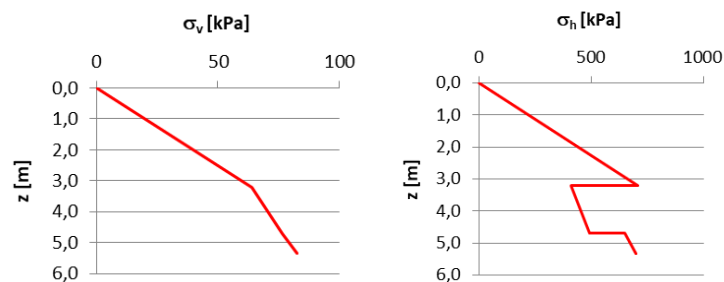


f	5,27 m	A1+M1+R3	
$F_{\text{risultante}}$	2567 kN	$R_{\text{tr},k}$	2567 kN
$M_{\text{risultante}}$	8616 kNm	ξ	1,65 -
$2 M_y$	8616 kNm	γ_R	1,30 -
$\Delta M_{\text{eq.}}$	0 kNm	$R_{\text{tr},d}$	1197 kN

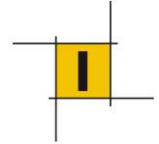
Spalla sud

Di seguito si riporta l'esito del calcolo sopra descritto:

	z	σ_v	σ_h
	m	kPa	kPa
strato 1	0,0	0	0
no falda	3,2	64	709
strato 2	3,2	64	410
no falda	4,7	77	491
strato 3	4,7	77	651
si falda	5,3	82	697
$\sigma_h = 3 k_p \sigma_v$ (Broms 1964)			



f	5,32 m	A1+M1+R3	
$F_{\text{risultante}}$	2669 kN	$R_{\text{tr},k}$	2669 kN
$M_{\text{risultante}}$	8616 kNm	ξ	1,65 -
$2 M_y$	8616 kNm	γ_R	1,30 -
$\Delta M_{\text{eq.}}$	0 kNm	$R_{\text{tr},d}$	1244 kN

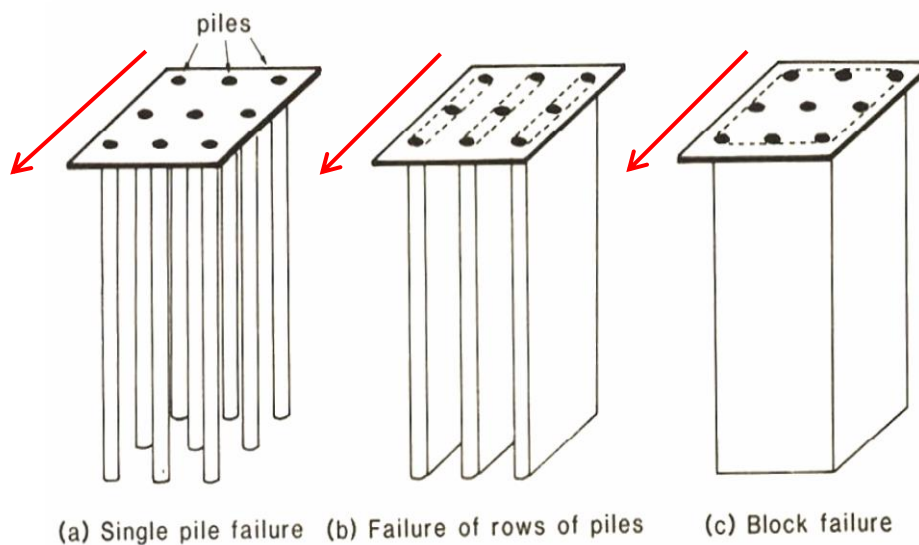


6.2.2 Capacità portante della palificata

Il calcolo della capacità portante dovrà essere svolto considerando un comportamento plastico “a rottura” della palificata intera e del terreno. Per questo motivo la verifica dovrà essere svolta in termini di forze di taglio risultanti all'intradosso della platea di fondazione.

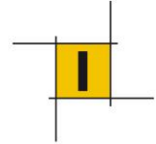
La capacità portante laterale della palificata è il minimo fra:

- la somma della capacità portante dei singoli pali;
- la capacità laterale di N blocchi costituite dalle N file di pali;
- la capacità laterale di un blocco equivalente, contenente tutti i pali e il terreno in essi compreso.



Considerata la geometria su sviluppo curvilineo del sistema globale spalle-impalcato e la particolare disposizione dei pali, si esclude l'originarsi del meccanismo di rottura del terreno in blocco, ovvero il fenomeno di “scia” delle file di pali.

Pertanto, in condizione sismica la capacità portante globale della struttura è pari alla somma delle capacità dei singoli pali assunti isolati (condizione a, $\eta = 1.0$).



7 MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello di calcolo agli EF, realizzato con il software di calcolo MIDAS Civil.

7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM

L'impalcato è stato modellato tramite elementi *beam* in corrispondenza della linea d'azione dello sforzo tagliante (definita dalla successione dei centri di taglio della sezione a cassone) a cui vengono assegnate caratteristiche geometriche ed inerziali. Si è deciso di scegliere tale impostazione a scapito di quella più comune che prende a riferimento il baricentro della sezione, in quanto l'impalcato è sottoposto ad un'importante componente torsionale, il cui fulcro è teoricamente il centro di taglio.

Lato spalla fissa, l'impalcato è stato solidarizzato agli elementi della spalla mediante un elemento *beam* trasversale adeguatamente rigido che modella il trasverso d'acciaio a cassone inglobato nella spallata A, i collegamenti di tale elemento con i nodi della spalla sono realizzati puntualmente tramite elementi finiti rigidi monodimensionali (*rigid link*).

Lato spalla B, l'impalcato all'estremità è solidarizzato con un trasverso a sua volta collegato alla spalla con elementi che simulano l'appoggio (consentiti solo spostamenti assiali dell'impalcato e inflessioni verticali).

I muri in elevazione che costituiscono la struttura scatolare delle spalle e la platea di fondazione sono stati modellati con riferimento al piano medio della struttura mediante elementi bidimensionali a 4 nodi (shell), a cui sono stati assegnati spessori diversificati a seconda della parte strutturale rappresentata. La platea di fondazione della spalla lato ammarro è costituita da un unico elemento shell che accoglie: la torre strallata, i muri di elevazione della spalla e la struttura del massivo di ancoraggio, semplificato tramite un elemento shell di spessore 2.3m con profilo curvo in pianta.

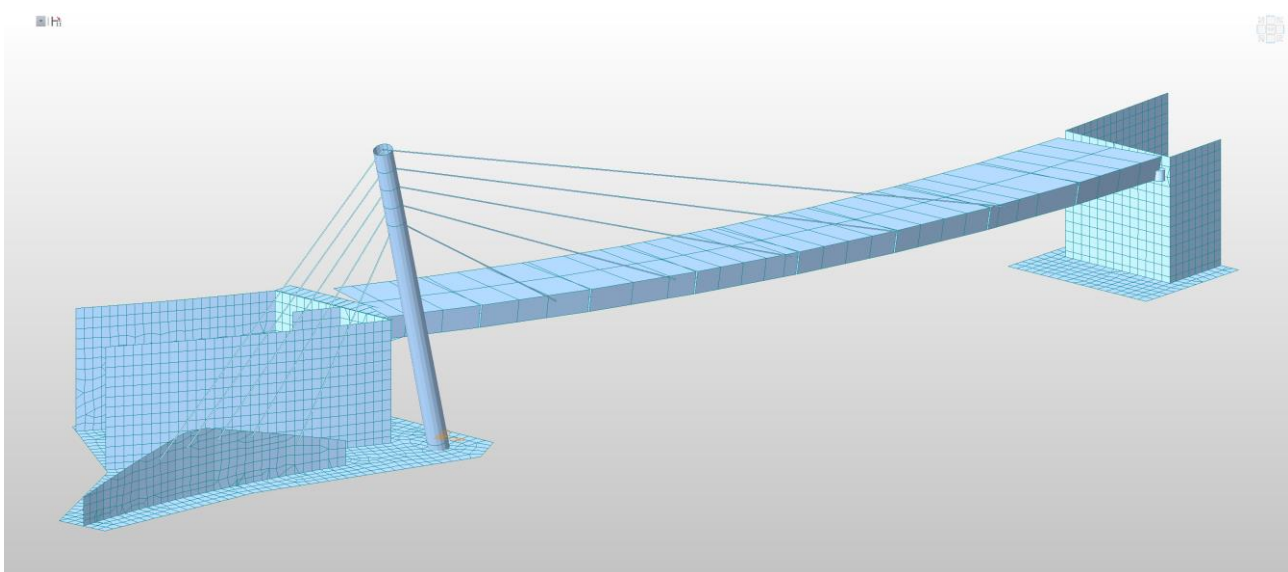
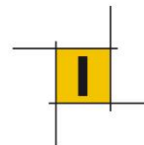


Figura 6: il modello completo agli EF



La torre strallata è stata modellata secondo la propria linea d'asse ed assimilata ad un elemento beam a sezione circolare cava, con un diametro variabile da 2200mm alla base a 1900mm in sommità e spessore costante di 40mm per la prima parte e 30 mm per quella dove sono ubicate le selle degli stralli. A partire dall'antenna si diramano 5 ordini di stralli, schematizzati tramite elementi monodimensionali a 2 nodi capaci di trasmettere solo forze assiali (*truss*), e caratterizzati da una sezione pari a quella effettiva del cavo (cavi composti da 37 o 31 trefoli).

I cavi si ancorano all'impalcato e al muro di ancoraggio lato ammarro tramite elementi finiti rigidi (*rigid link*), che permettono di rappresentare gli effetti dell'eccentricità dei cavi rispetto alle strutture connesse.

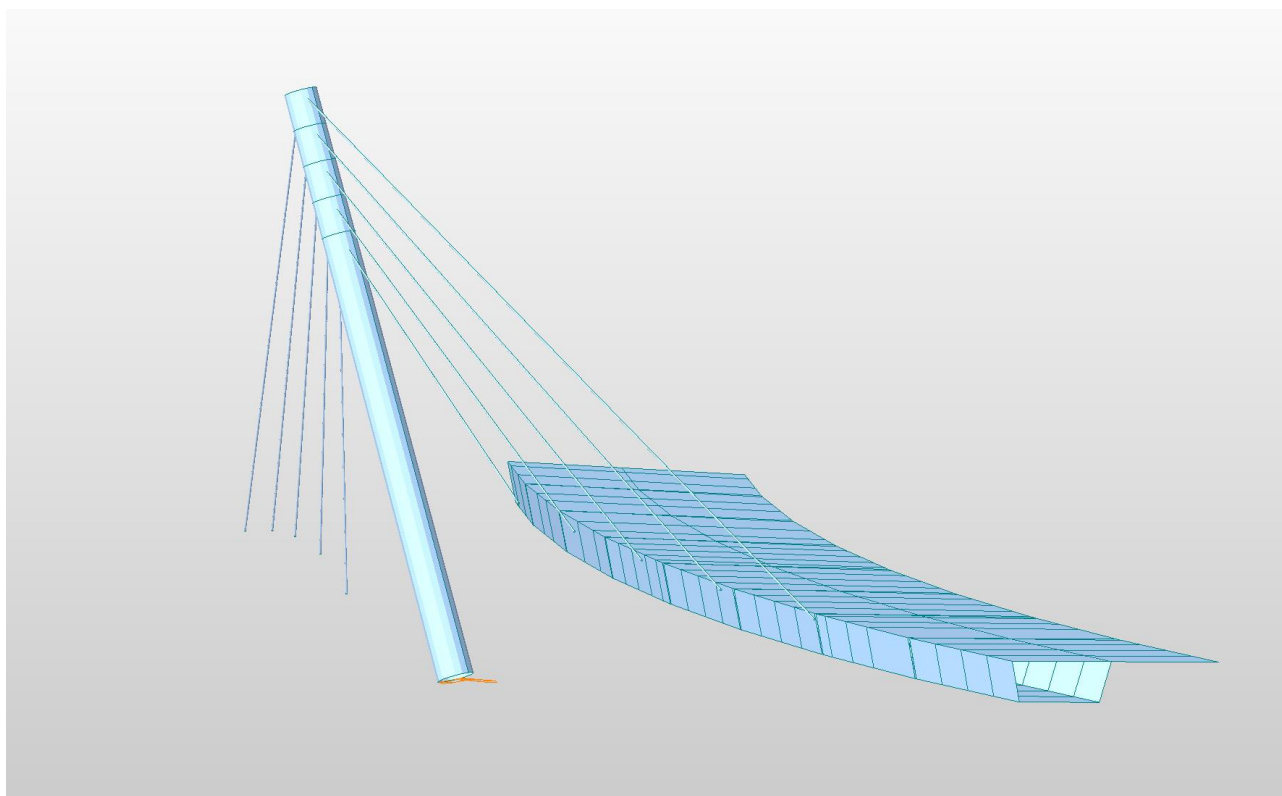
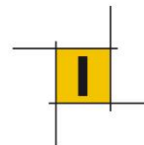


Figura 7: Antenna, stralli e impalcato agli EF



7.2 CONDIZIONI VINCOLARI

L'interazione terreno-fondazione è stata schematizzata attraverso vincoli nodali elastici (*point spring*) posizionati in corrispondenza dell'asse del palo e caratterizzati da una rigidezza equivalente orizzontale e da una rigidezza verticale riportate nella tabella che segue (i predetti valori sono stati forniti come input da Autostrade del Brennero).

	<i>Rigidezza orizzontale</i> [kN/m]	<i>Rigidezza verticale</i> [kN/m]
Spalla Nord	52800	400000
Spalla Sud	61100	400000

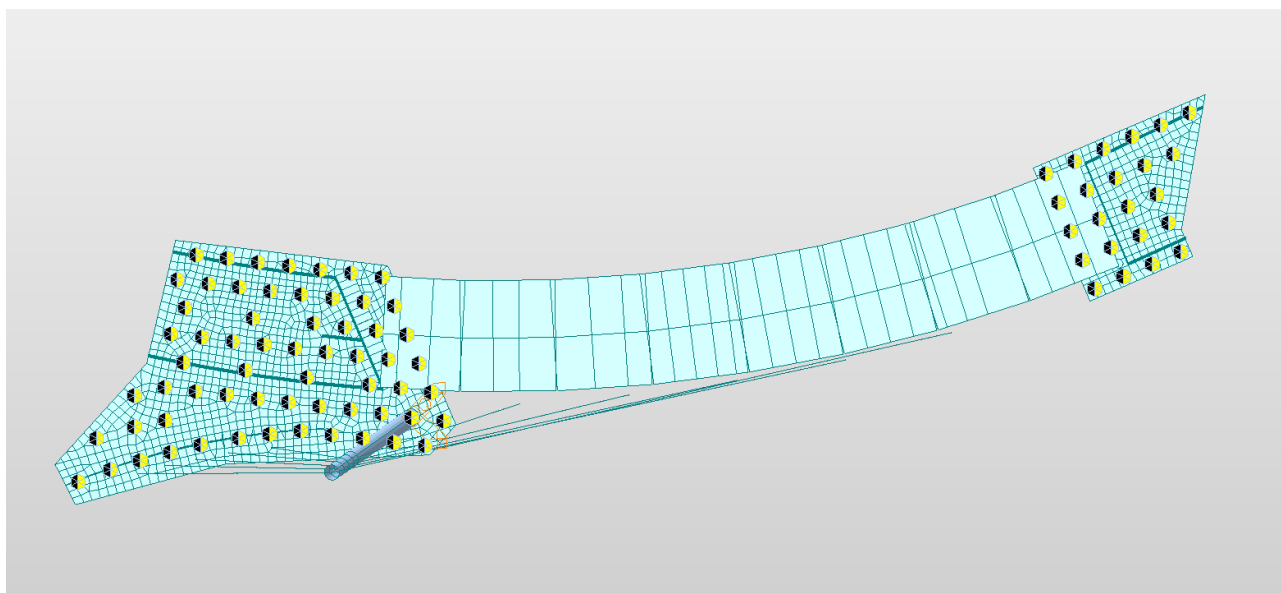
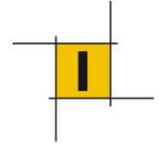


Figura 8: schematizzazione di pali con molle tridimensionali (due componenti orizzontali ed una verticale)

A seguire viene riportata una sintesi del tipo di elementi finiti utilizzati nel modello di calcolo.

	<i>Elemento</i>
Impalcato	Beam
Antenna	Tapered beam
Stralli	Truss
Muri spalle	Shell
Platea di fondazione	Shell
Pali di fondazione	Point spring



7.3 CARICHI

Ad esclusione di pesi propri delle strutture modellate che vengono automaticamente valutate dal programma di calcolo, tutti gli altri carichi agenti sulle strutture sono stati applicati come azioni esterne nelle varie declinazioni più congruenti all'elemento che subisce l'azione (vale a dire: come carichi lineari, superficiali, distorsioni, deformazioni, ecc..)¹.

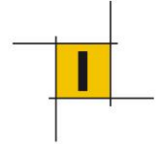
Si specifica che tutti i carichi agenti sull'impalcato sono stati considerati con eccentricità tra l'effettivo punto di applicazione del carico e l'asse dell'elemento FEM (che come indicato corrisponde al centro di taglio del cassone).

7.4 ANALISI SISMICA

Ai fini della valutazione della risposta sismica della struttura, sono state assunte le seguenti ipotesi di calcolo, ritenute confacenti al modello di calcolo sopradescritto:

- Le strutture metalliche dell'opera (antenna, stralli ed impalcato) sono state analizzate mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta.
- L'azione sismica delle sottostrutture, i contributi inerziali dei terrapieni trattenuti dalle spalle, nonché le sovra-spinte associate al rilevato sono state valutate mediante analisi pseudo-statica, considerando l'accelerazione sismica al suolo (PGA).
- Le sollecitazioni sismiche sono state calcolate impiegando un fattore di struttura unitario ($q=1$).

¹ NB. Anche il peso proprio della carpenteria metallica dell'impalcato è stato applicato come carico esterno.



8 ANTENNA

8.1 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni e delle verifiche strutturali sono state considerate una sezione per ogni concio dell'antenna:

	l (m)	D(mm)	t(mm)
C1*	2.7	2200	40
C2	5.7	2180	40
C3	5.7	2140	40
C4	5.7	2080	40
C5	5.7	2000	30
C6	5.7	1900	30

* la sezione presenta un'apertura alla base per rendere accessibile la struttura di dimensioni 70 x 200 cm (corda 74cm).

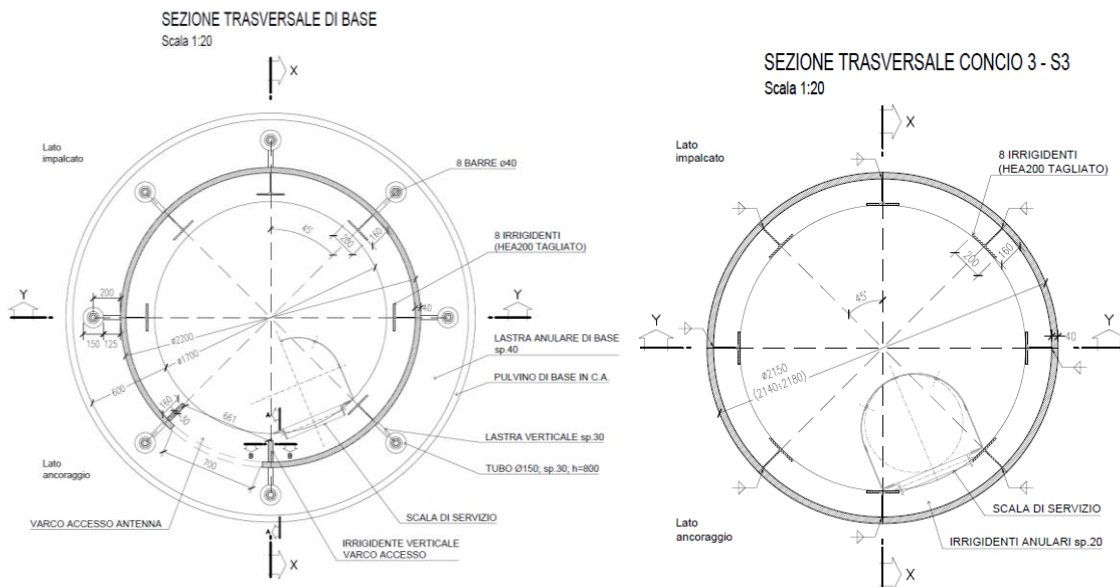
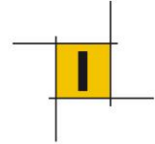


Figura 9: Sezione alla base con apertura e sezione tipo fusto antenna

Tutte le sezioni rispettano i requisiti minimi per la CLASSE 3 ($D/t < 90\epsilon = 72.3$):

- Spessore 40 mm $D_{\min} = 2080$ $\rightarrow D/t = 52$
- Spessore 30 mm $D_{\min} = 1900$ $\rightarrow D/t = 63$

Pertanto è possibile considerare la sezione interamente resistente in campo elastico.



A favore di sicurezza e per facilità di assemblaggio dei conchi saldati tra di loro, sono stati comunque previsti 8 correnti in sezione a T di irrigidimento longitudinale e anelli di trasversali posti ad interasse di 3000mm.

Caratteristiche inerziali			
	A (mm ²)	J (mm ⁴)	W (mm ³)
C1*	2.76E+05	1.46E+11	1.23E+08
C2	2.69E+05	1.54E+11	1.41E+08
C3	2.64E+05	1.46E+11	1.36E+08
C4	2.56E+05	1.33E+11	1.28E+08
C5	1.86E+05	9.01E+10	9.01E+07
C6	1.76E+05	7.71E+10	8.11E+07

* i valori sono riferiti alla sezione depurata dell'apertura.

8.2 SOLLECITAZIONI

A titolo esplicativo si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per i carichi elementari principali dedotti dall'analisi strutturale dell'opera.

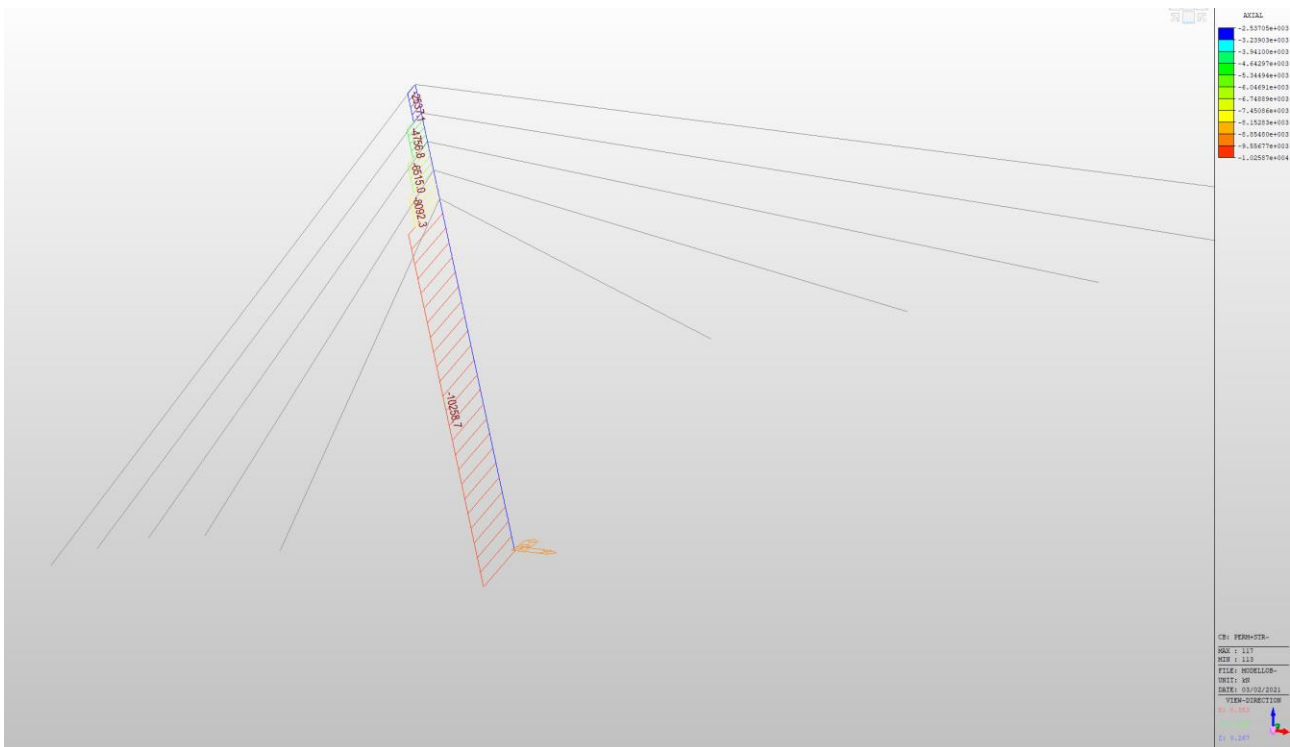


Figura 10: Sforzo assiale G1+G2 + stralli

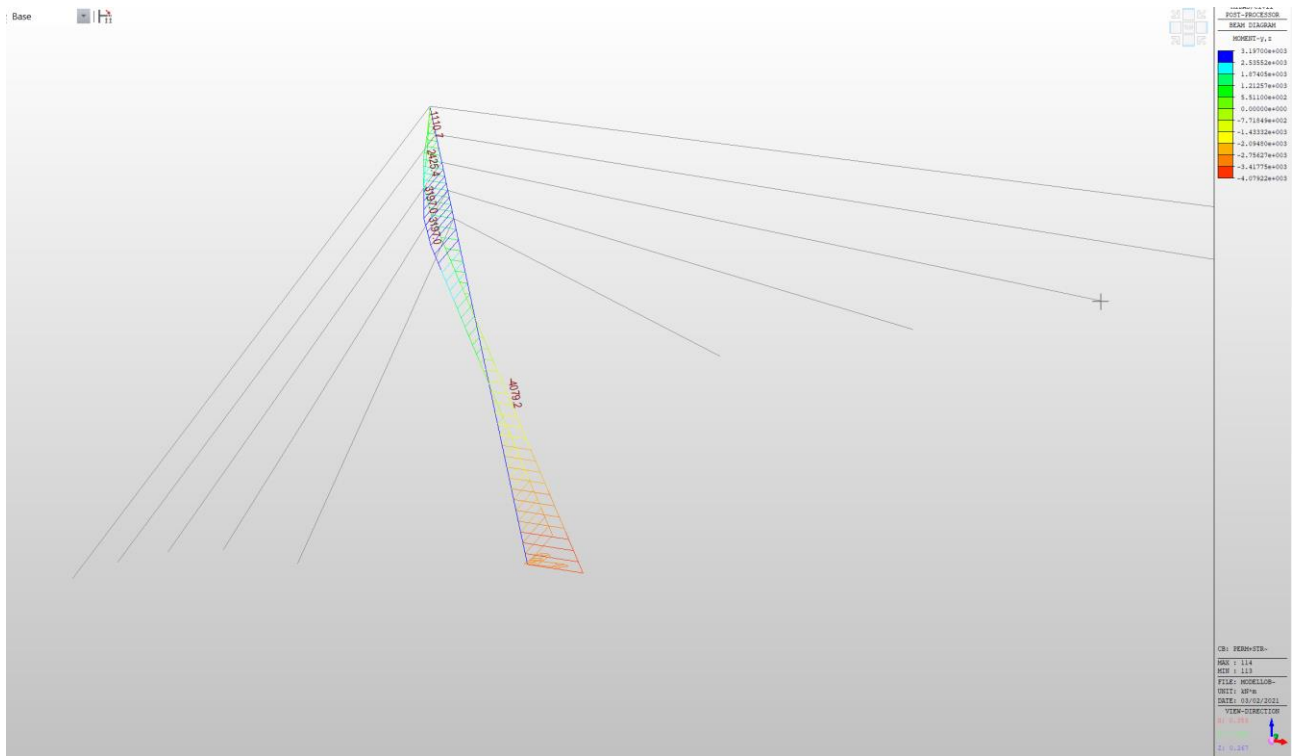
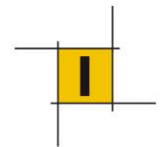


Figura 11: momenti flettenti G1+G2 + stralli

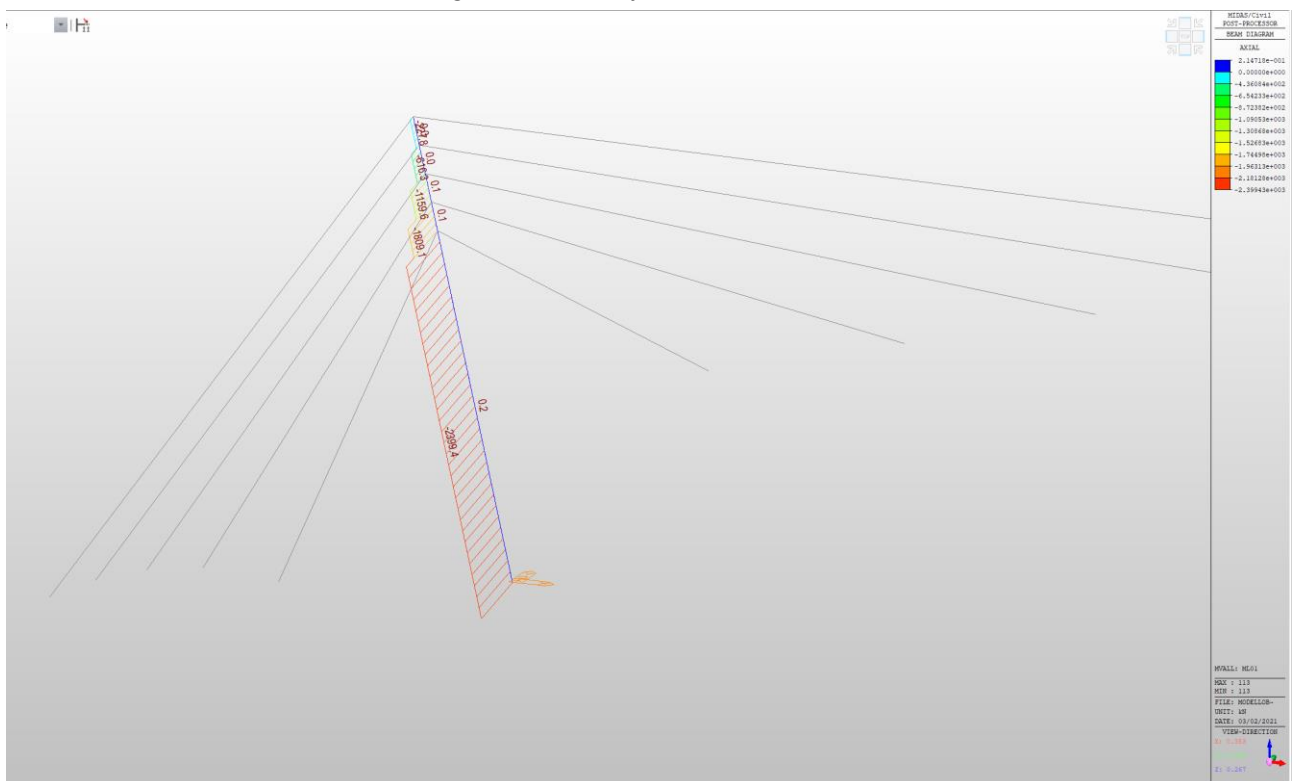


Figura 12: sforzo assiale carichi mobili

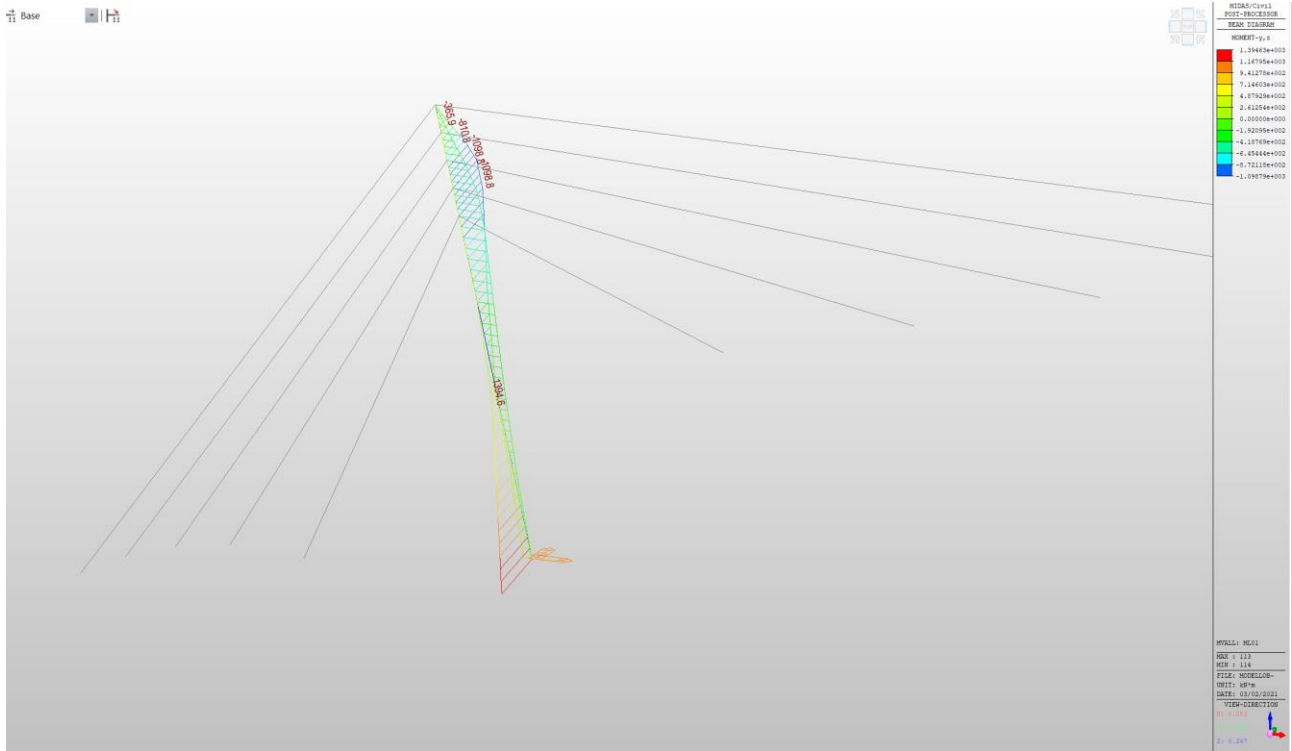
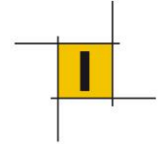


Figura 13: momenti flettenti carichi mobili

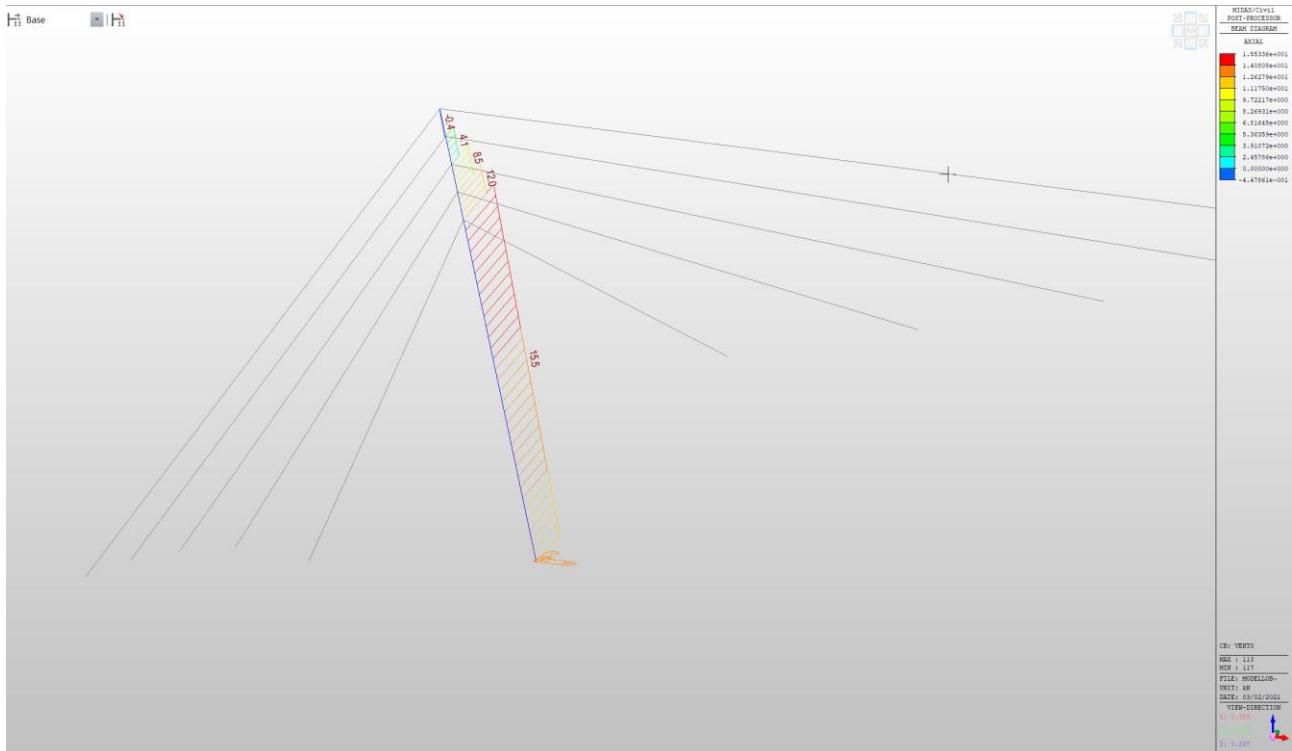


Figura 14: sforzo assiale vento

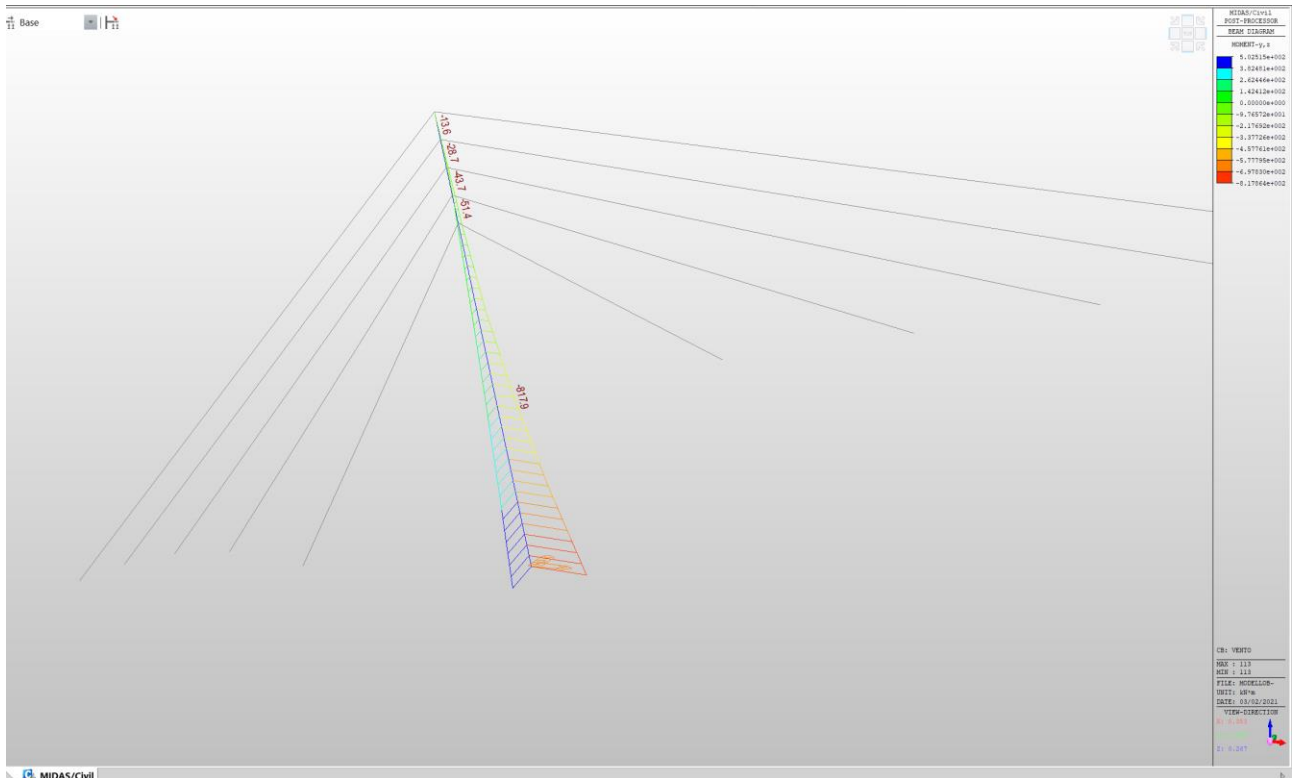
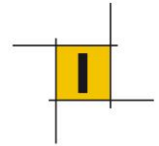


Figura 15: momenti flettenti vento

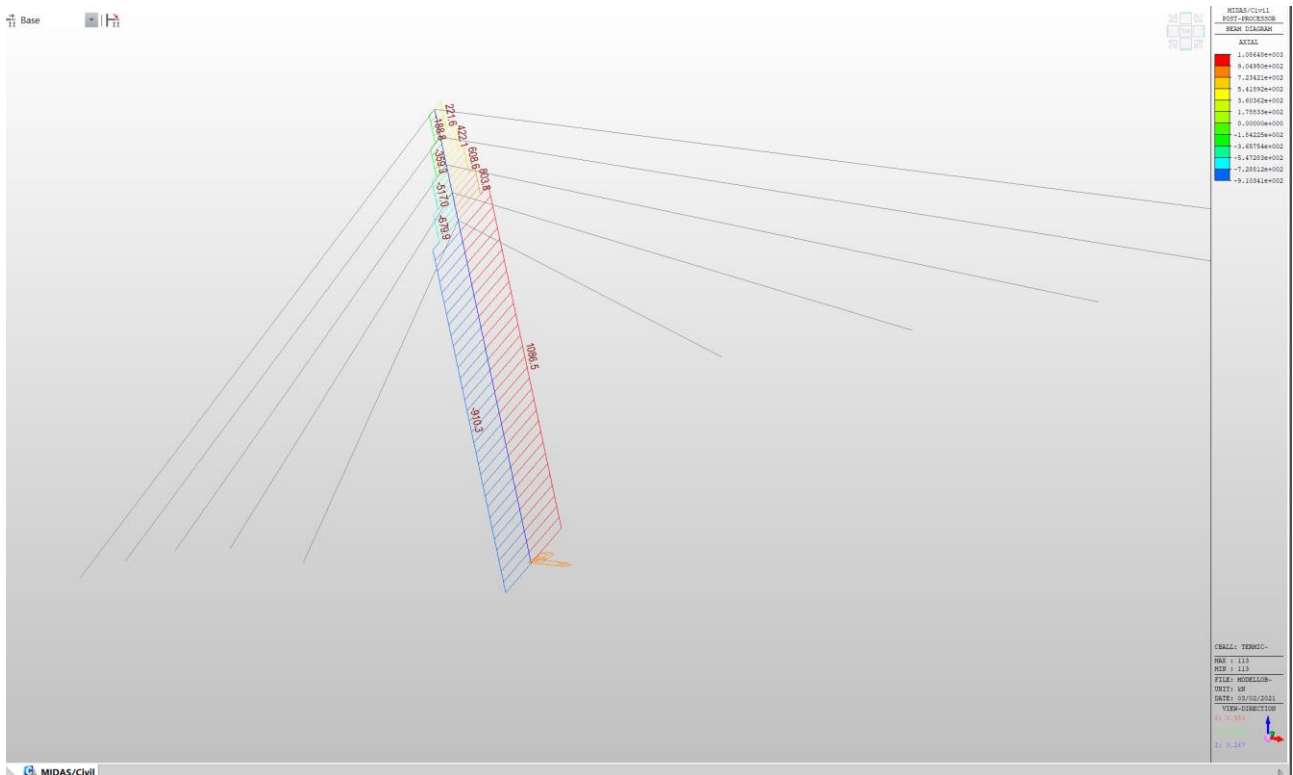


Figura 16: sforzo assiale termica

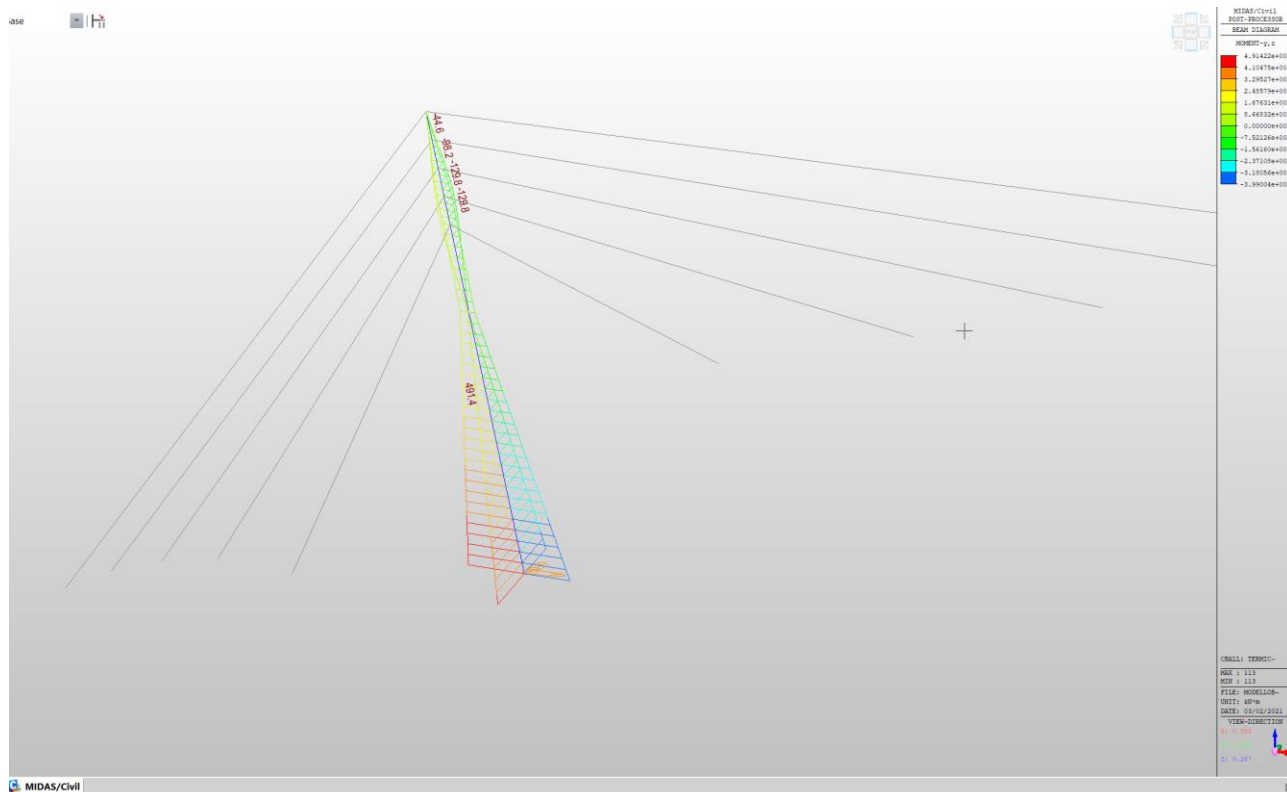
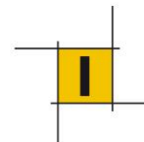


Figura 17: momenti flettenti termica

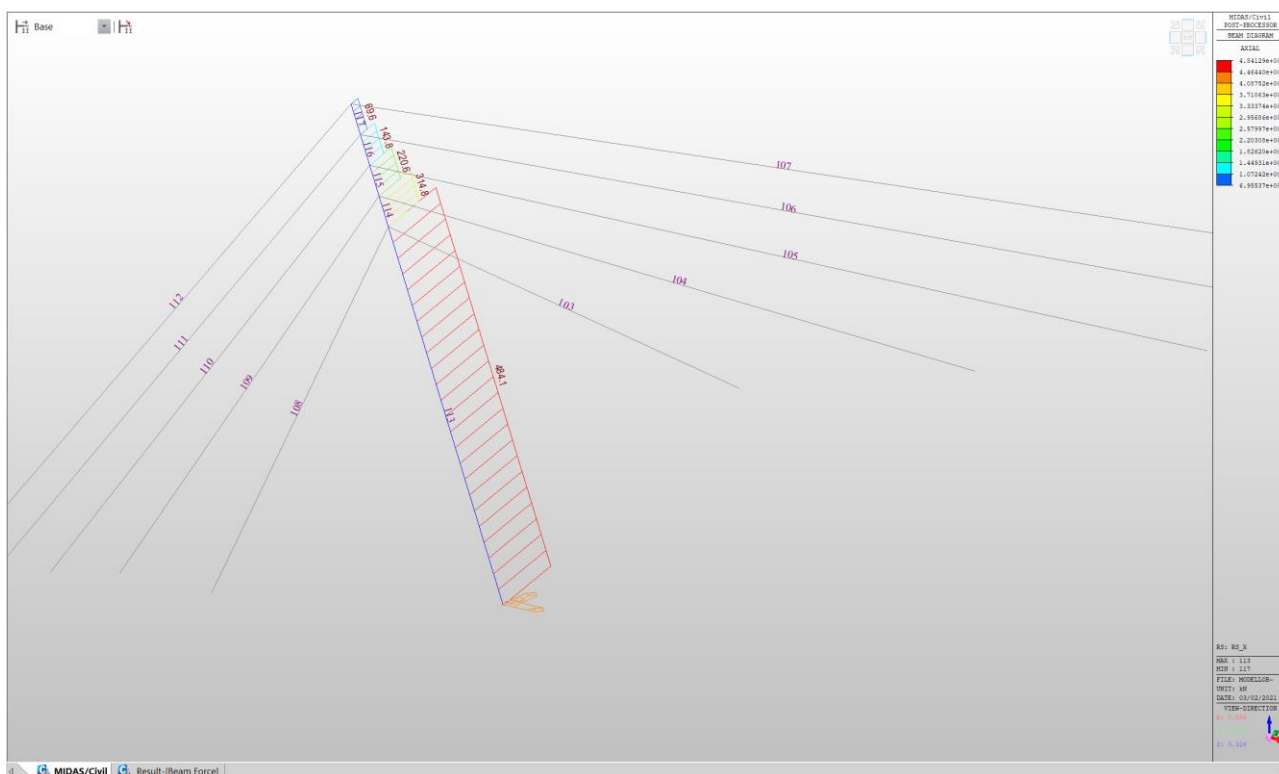


Figura 18: sforzo assiale sisma x SLV

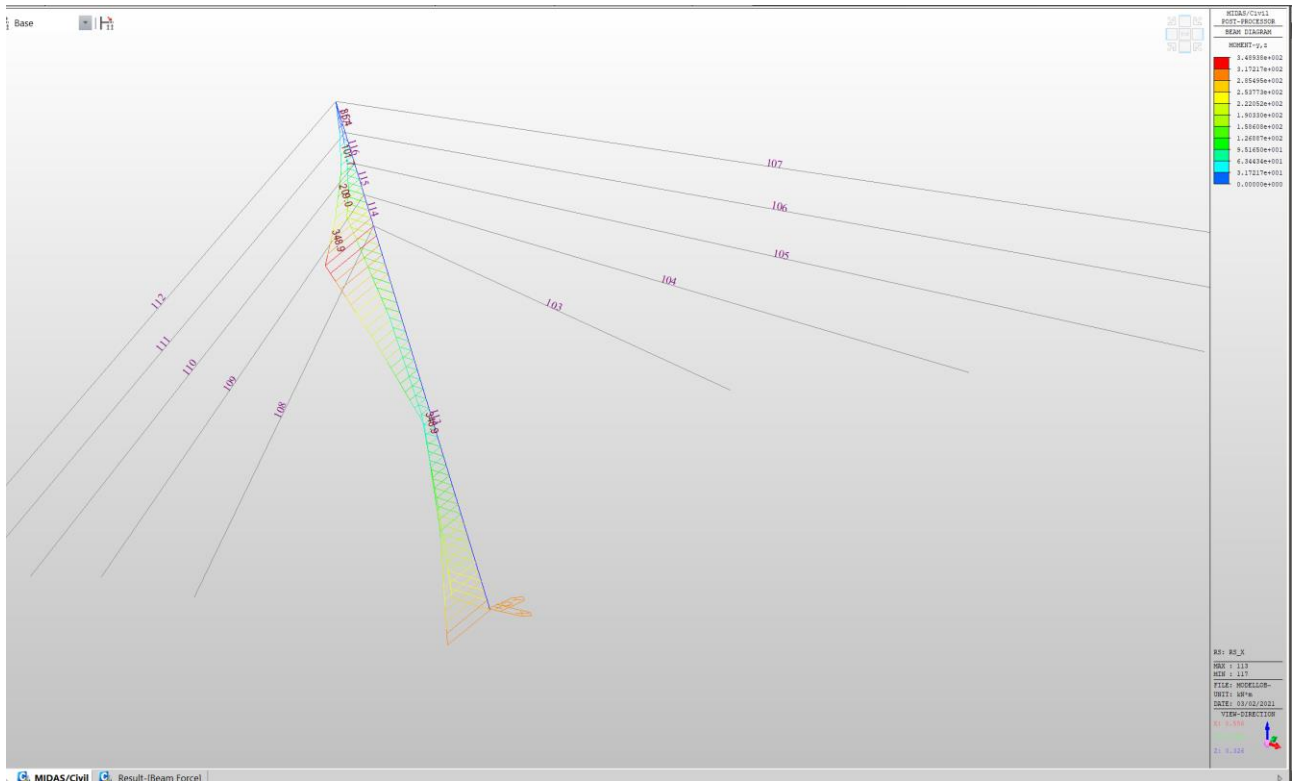
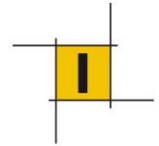


Figura 19: momenti flettenti sisma x SLV

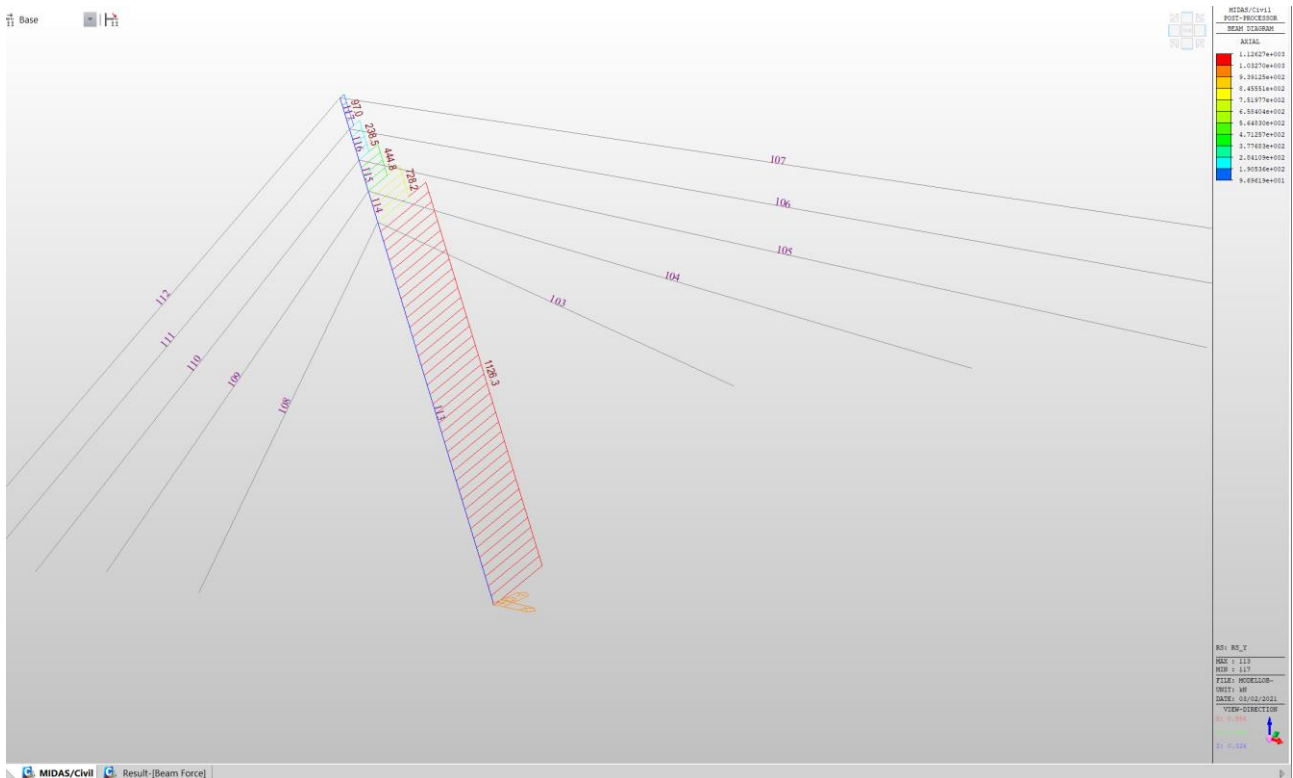


Figura 20: sforzo assiale sisma y SLV

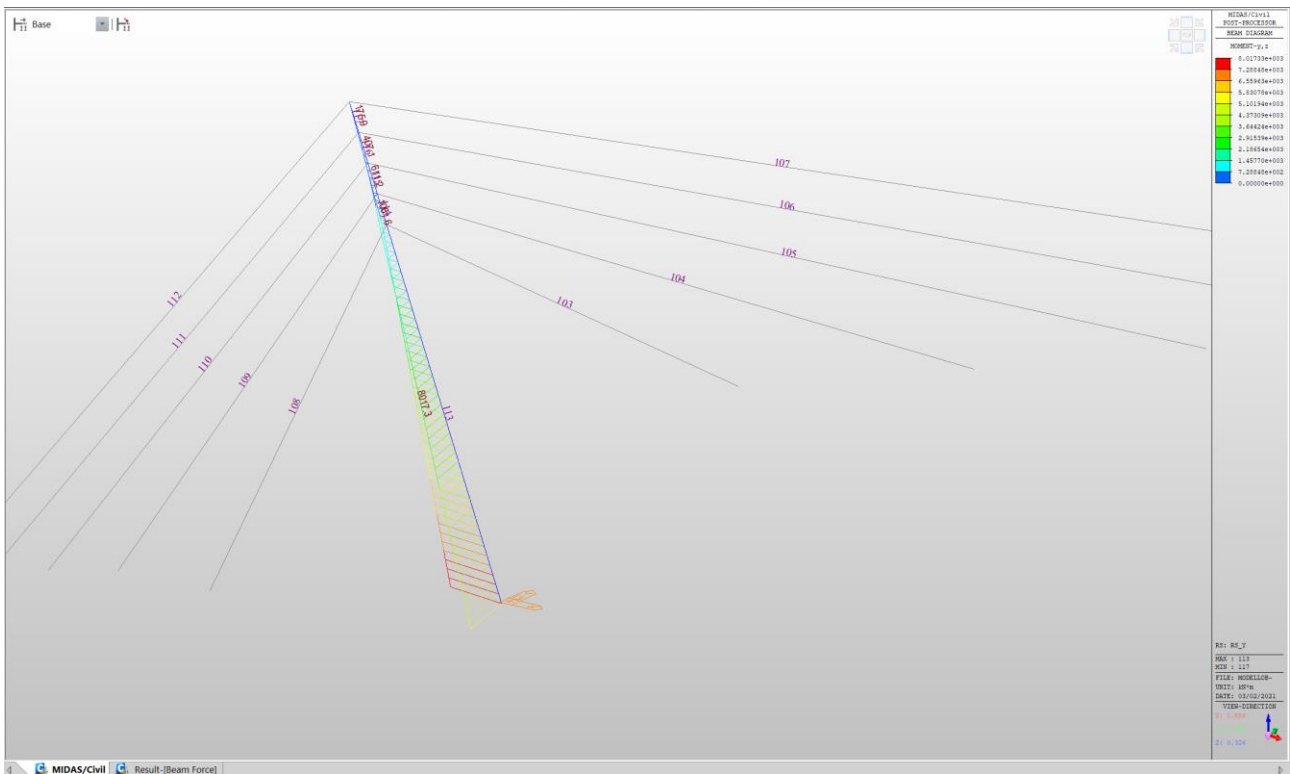
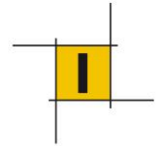


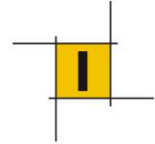
Figura 21: momenti flettenti sisma y SLV

8.3 COMBINAZIONI DI CARICO

I seguenti prospetti riportano le combinazioni dei carichi elementari considerate nelle verifiche strutturali.

Combo SLU	1	2	3	4	5	6
G1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
1_STRALLI	1	1	1	1	1	1
Vento ort.	0	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9
Termica (ENV)	0	0	1.5	0	0.9	0.9
ML01(ENV) esterno curva	0	0	0	1.35	1.35	0
ML01(ENV) interno curva	0	0	0	0	0	1.35
ML01_freq(ENV) esterno curva	0	0	0	0	0	0
ML01_freq(ENV) interno curva	0	0	0	0	0	0
F. centrifuga (ENV)	0	0	0	0	0	0
Frenatura	0	0	0	0	0	0
Ritiro marciapiedi	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Combo SLU	7	8	9	10	11	12
G1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
1_STRALLI	1	1	1	1	1	1



Vento ort.	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Termica (ENV)	0.9	0.9	0	0	0	0
ML01(ENV) esterno curva	1.35	0	0	0	0	0
ML01(ENV) interno curva	0	1.35	0	0	0	0
ML01_freq(ENV) esterno curva	0	0	1.35	0	1.35	0
ML01_freq(ENV) interno curva	0	0	0	1.35	0	1.35
F. centrifuga (ENV)	0	0	1.35	1.35	0	0
Frenatura	0	0	0	0	1.35	1.35
Ritiro marciapiedi	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Combo SLV	SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8
combo Perm	1	1	1	1	1	1	1	1
Rsx	1	-1	1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Rsy	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1	1	-1	-1
Rsz	±0.3	±0.3	±0.3	±0.3	±0.3	±0.3	±0.3	±0.3

nb. Rsi = componente risposta sismica direzione i (i=x,y,z)

8.4 VERIFICHE DI RESISTENZA

8.4.1 Verifiche di instabilità

Si procede al controllo preventivo dell'esclusione dalle verifiche per instabilità (NTC18- §4.2.4.1.3.1).

Condizione di esclusione:

- $\bar{\lambda} \leq 0.2$
- $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$

1) Snellezza adimensionalizzata $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0.41 > 0.2$$

NON VERIFICATO

$L_{cr} = 0.7 \times 32 \text{ m} = 22.4 \text{ m}$ (incastro alla base e cerniera in testa, per effetto degli stralli)

$i = 718 \text{ mm}$ (valore medio tra i primi tre conci dell'antenna)

$\lambda_1 = 76.06$ (93.9×0.81)

2) Carico critico N_{cr} :

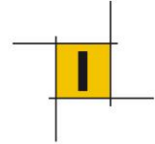
$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = 0.046 > 0.04$$

NON VERIFICATO

$N_{Ed} = 26500 \text{ KN}$

$N_{cr} = EJ \cdot (\pi / L_{cr})^2 = 569 \text{ 000 KN}$

$E = 200 \text{ 000 Mpa}$



$J = 1.45 \text{ E}11$ (valore medio tra i primi tre conci dell'antenna)

Conclusione: L'elemento va verificato considerando i fenomeni di instabilità flessionale.

Instabilità flessionale χ :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.9$$

con

$$\lambda = 0.41$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2)\lambda^2] = 0.63$$

$$\alpha = 0.49 \text{ (curva c)}$$

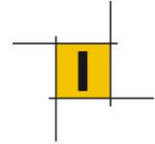
Instabilità flessione torsionale χ_{Lt} :

Il fenomeno non è pertinente per la tipologia di sezione in esame $\chi_{Lt} = 1$

Criterio di verifica sezione presso inflessa:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{rd}} \leq 1$$

Nb. la sollecitazione flessionale viene combinata vettorialmente $M_{Ed}^2 = M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2$.

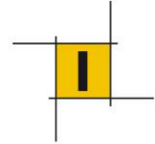


- **Sezione C1 (BASE)**

$N_{rd} = f_{yd} * A = 93288 \text{ KN}$

$M_{rd} = f_{yd} * W = 41475 \text{ KNm}$

Sez C1					
combo	Ned [kN]	MEd [kNm]	N ed / X Nrd	Med /Mrd	p<1
SLU1(all)	-22105	1578	0.26	0.04	0.30
SLU2(all)	-22087	2912	0.26	0.07	0.33
SLU3(all)	-23460	3235	0.28	0.08	0.36
SLU4(all)	-25404	4064	0.30	0.10	0.40
SLU5(all)	-26244	4560	0.31	0.11	0.42
SLU6(all)	-26173	4507	0.31	0.11	0.42
SLU7(all)	-26223	4554	0.31	0.11	0.42
SLU8(all)	-26153	4501	0.31	0.11	0.42
SLU9(all)	-23974	3307	0.29	0.08	0.37
SLU10(all)	-23929	3274	0.29	0.08	0.36
SLU11(all)	-24030	3340	0.29	0.08	0.37
SLU12(all)	-23985	3307	0.29	0.08	0.37
SLV_1	-18366	3263	0.22	0.08	0.30
SLV_2	-19067	1474	0.23	0.04	0.26
SLV_3	-18993	5232	0.23	0.13	0.35
SLV_4	-19694	4404	0.23	0.11	0.34
SLV_5	-17840	7746	0.21	0.19	0.40
SLV_6	-18051	7571	0.21	0.18	0.40
SLV_7	-19929	10783	0.24	0.26	0.50
SLV_8	-20139	10682	0.24	0.26	0.50

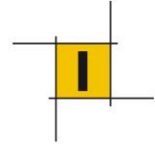


- **Sezione C2**

Nrd = $f_{yd} * A = 90895$ KN

Mrd = $f_{yd} * W = 47753$ KNm

Sez C2					
combo	Ned [kN]	MEd [kNm]	N ed / X Nrd	Med /Mrd	p<1
SLU1(all)	-21958	1348	0.27	0.03	0.30
SLU2(all)	-21939	2253	0.27	0.05	0.32
SLU3(all)	-23312	2490	0.28	0.05	0.34
SLU4(all)	-25257	2856	0.31	0.06	0.37
SLU5(all)	-26097	3208	0.32	0.07	0.39
SLU6(all)	-26026	3177	0.32	0.07	0.38
SLU7(all)	-26076	3204	0.32	0.07	0.39
SLU8(all)	-26005	3173	0.32	0.07	0.38
SLU9(all)	-23827	2432	0.29	0.05	0.34
SLU10(all)	-23782	2412	0.29	0.05	0.34
SLU11(all)	-23882	2452	0.29	0.05	0.34
SLU12(all)	-23837	2432	0.29	0.05	0.34
SLV_1	-18258	2717	0.22	0.06	0.28
SLV_2	-18959	1318	0.23	0.03	0.26
SLV_3	-18884	4039	0.23	0.08	0.32
SLV_4	-19585	3030	0.24	0.06	0.30
SLV_5	-17732	6244	0.22	0.13	0.35
SLV_6	-17942	6151	0.22	0.13	0.35
SLV_7	-19820	8175	0.24	0.17	0.41
SLV_8	-20030	8012	0.24	0.17	0.41

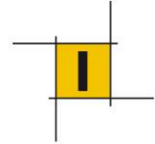


- **Sezione C3**

Nrd = $f_{yd} * A = 89196 \text{ KN}$

Mrd = $f_{yd} * W = 45969 \text{ KNm}$

Sez C3					
combo	Ned [kN]	MEd [kNm]	N ed / X Nrd	Med /Mrd	p<1
SLU1(all)	-21814	896	0.27	0.02	0.29
SLU2(all)	-21794	1457	0.27	0.03	0.30
SLU3(all)	-23168	1572	0.29	0.03	0.32
SLU4(all)	-25112	1658	0.31	0.04	0.35
SLU5(all)	-25952	1865	0.32	0.04	0.36
SLU6(all)	-25881	1848	0.32	0.04	0.36
SLU7(all)	-25931	1862	0.32	0.04	0.36
SLU8(all)	-25861	1845	0.32	0.04	0.36
SLU9(all)	-23682	1487	0.30	0.03	0.33
SLU10(all)	-23637	1476	0.29	0.03	0.33
SLU11(all)	-23738	1497	0.30	0.03	0.33
SLU12(all)	-23693	1485	0.30	0.03	0.33
SLV_1	-18151	1998	0.23	0.04	0.27
SLV_2	-18852	1126	0.23	0.02	0.26
SLV_3	-18778	2849	0.23	0.06	0.30
SLV_4	-19478	1915	0.24	0.04	0.28
SLV_5	-17625	4575	0.22	0.10	0.32
SLV_6	-17835	4553	0.22	0.10	0.32
SLV_7	-19713	5695	0.25	0.12	0.37
SLV_8	-19924	5523	0.25	0.12	0.37

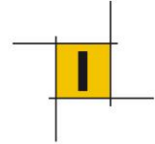


- **Sezione C4**

Nrd = $f_{yd} * A = 86648 \text{ KN}$

Mrd = $f_{yd} * W = 43357 \text{ KNm}$

Sez C4					
combo	Ned [kN]	MEd [kNm]	N ed / X Nrd	Med /Mrd	p<1
SLU1(all)	-21673	781	0.28	0.02	0.30
SLU2(all)	-21651	913	0.28	0.02	0.30
SLU3(all)	-23026	929	0.30	0.02	0.32
SLU4(all)	-24970	1670	0.32	0.04	0.36
SLU5(all)	-25810	1717	0.33	0.04	0.37
SLU6(all)	-25739	1686	0.33	0.04	0.37
SLU7(all)	-25790	1711	0.33	0.04	0.37
SLU8(all)	-25719	1680	0.33	0.04	0.37
SLU9(all)	-23541	1325	0.30	0.03	0.33
SLU10(all)	-23496	1305	0.30	0.03	0.33
SLU11(all)	-23596	1340	0.30	0.03	0.33
SLU12(all)	-23551	1320	0.30	0.03	0.33
SLV_1	-18047	1248	0.23	0.03	0.26
SLV_2	-18748	634	0.24	0.01	0.26
SLV_3	-18673	1560	0.24	0.04	0.28
SLV_4	-19374	1250	0.25	0.03	0.28
SLV_5	-17521	2819	0.22	0.07	0.29
SLV_6	-17731	2739	0.23	0.06	0.29
SLV_7	-19609	3315	0.25	0.08	0.33
SLV_8	-19819	3291	0.25	0.08	0.33



- **Sezione C5**

Nrd = fyd * A = 62756 KN

Mrd = fyd * W = 30451 KNm

Sez C5					
combo	Ned [kN]	MEd [kNm]	N ed / X Nrd	Med /Mrd	p<1
SLU1(all)	-21535	1733	0.38	0.06	0.44
SLU2(all)	-21512	1730	0.38	0.06	0.44
SLU3(all)	-22887	1936	0.41	0.06	0.47
SLU4(all)	-24831	3474	0.44	0.11	0.55
SLU5(all)	-25671	3606	0.45	0.12	0.57
SLU6(all)	-25600	3550	0.45	0.12	0.57
SLU7(all)	-25651	3598	0.45	0.12	0.57
SLU8(all)	-25580	3541	0.45	0.12	0.57
SLU9(all)	-23402	2746	0.41	0.09	0.50
SLU10(all)	-23357	2709	0.41	0.09	0.50
SLU11(all)	-23457	2778	0.42	0.09	0.51
SLU12(all)	-23412	2741	0.41	0.09	0.50
SLV_1	-17945	396	0.32	0.01	0.33
SLV_2	-18645	366	0.33	0.01	0.34
SLV_3	-18571	345	0.33	0.01	0.34
SLV_4	-19272	980	0.34	0.03	0.37
SLV_5	-17418	1062	0.31	0.03	0.34
SLV_6	-17629	900	0.31	0.03	0.34
SLV_7	-19507	1377	0.35	0.05	0.39
SLV_8	-19717	1563	0.35	0.05	0.40

8.4.2 Verifiche a taglio

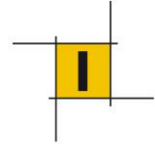
Criterio di verifica:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

Il taglio resistente è valutato in base all'area resistente a taglio che per la sezione circolare cava vale:

$$A_w = 2A/\pi$$

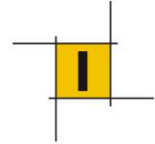
Nb. la sollecitazione viene combinata vettorialmente $V_{Ed}^2 = V_{Edx}^2 + V_{Edy}^2$.



- **Sezione C1**

$$V_{rd} = f_{yd} / (\sqrt{3}) * A_w = 34288 \text{ KN}$$

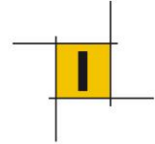
Sez C1		
combo	Ved[kN]	p <1
SLU1(all)	14	0.00
SLU2(all)	98	0.00
SLU3(all)	105	0.00
SLU4(all)	183	0.00
SLU5(all)	208	0.00
SLU6(all)	204	0.00
SLU7(all)	208	0.00
SLU8(all)	203	0.00
SLU9(all)	128	0.00
SLU10(all)	125	0.00
SLU11(all)	130	0.00
SLU12(all)	127	0.00
SLV_1	72	0.00
SLV_2	95	0.00
SLV_3	201	0.00
SLV_4	244	0.00
SLV_5	235	0.00
SLV_6	226	0.00
SLV_7	438	0.01
SLV_8	451	0.01



- **Sezione C2**

Vrd = $f_{yd} / (\sqrt{3}) * A_w = 33408 \text{ KN}$

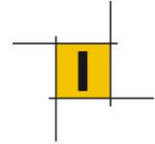
Sez C2		
combo	Ved[kN]	p <1
SLU1(all)	69	0.00
SLU2(all)	121	0.00
SLU3(all)	140	0.00
SLU4(all)	232	0.01
SLU5(all)	255	0.01
SLU6(all)	251	0.01
SLU7(all)	255	0.01
SLU8(all)	251	0.01
SLU9(all)	174	0.01
SLU10(all)	171	0.00
SLU11(all)	176	0.01
SLU12(all)	174	0.01
SLV_1	109	0.00
SLV_2	61	0.00
SLV_3	191	0.01
SLV_4	209	0.01
SLV_5	264	0.01
SLV_6	249	0.01
SLV_7	414	0.01
SLV_8	423	0.01



- **Sezione C3**

$$V_{rd} = f_{yd} / (\sqrt{3}) * A_w = 32784 \text{ KN}$$

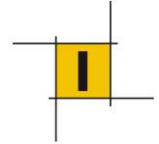
Sez C3		
combo	Ved[kN]	p <1
SLU1(all)	122	0.00
SLU2(all)	159	0.00
SLU3(all)	182	0.01
SLU4(all)	281	0.01
SLU5(all)	303	0.01
SLU6(all)	299	0.01
SLU7(all)	303	0.01
SLU8(all)	299	0.01
SLU9(all)	222	0.01
SLU10(all)	220	0.01
SLU11(all)	225	0.01
SLU12(all)	222	0.01
SLV_1	146	0.00
SLV_2	41	0.00
SLV_3	190	0.01
SLV_4	178	0.01
SLV_5	295	0.01
SLV_6	276	0.01
SLV_7	393	0.01
SLV_8	398	0.01



- **Sezione C4**

$V_{rd} = f_{yd} / (\sqrt{3}) * A_w = 31848 \text{ KN}$

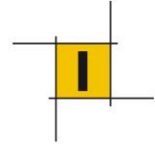
Sez C4		
combo	Ved[kN]	p <1
SLU1(all)	174	0.01
SLU2(all)	202	0.01
SLU3(all)	228	0.01
SLU4(all)	330	0.01
SLU5(all)	353	0.01
SLU6(all)	348	0.01
SLU7(all)	352	0.01
SLU8(all)	348	0.01
SLU9(all)	271	0.01
SLU10(all)	268	0.01
SLU11(all)	273	0.01
SLU12(all)	271	0.01
SLV_1	184	0.01
SLV_2	52	0.00
SLV_3	196	0.01
SLV_4	150	0.00
SLV_5	328	0.01
SLV_6	305	0.01
SLV_7	375	0.01
SLV_8	376	0.01



- **Sezione C5**

$V_{rd} = f_{yd} / (\sqrt{3}) * A_w = 23066 \text{ KN}$

Sez C5		
combo	Ved[kN]	p <1
SLU1(all)	225	0.01
SLU2(all)	247	0.01
SLU3(all)	274	0.01
SLU4(all)	380	0.02
SLU5(all)	403	0.02
SLU6(all)	398	0.02
SLU7(all)	402	0.02
SLU8(all)	398	0.02
SLU9(all)	320	0.01
SLU10(all)	317	0.01
SLU11(all)	322	0.01
SLU12(all)	319	0.01
SLV_1	222	0.01
SLV_2	81	0.00
SLV_3	208	0.01
SLV_4	128	0.01
SLV_5	361	0.02
SLV_6	335	0.01
SLV_7	361	0.02
SLV_8	358	0.02



8.5 DEFORMAZIONI

La tabella e le immagini seguenti riportano gli spostamenti nel piano xy del testa antenna nelle varie condizioni di esercizio.

Spostamenti Antenna	δh [mm]
SLE QP	28
SLE RARA (est. curva)	43
SLE RARA (int. curva)	43

Si riportano le caratteristiche sezionali medie dell'antenna:

Raggio esterno	R	1.1	m
Raggio interno	r	1.06	
Inerzia	I	0.16	m ⁴
Area	A	0.27	m ²
Raggio di girazione	i	0.76	m
modulo flessionale	W	0.14	m ³
Raggio nocciolo centrale d'inerzia	rg	0.53	m

Si osserva che gli spostamenti in testa antenna sono sempre contenuti all'interno del nocciolo centrale d'inerzia ed inferiori a $H/500$ garantendo l'applicabilità dell'ipotesi di linearità geometrica della struttura come dimostrato al §11 della presente relazione.

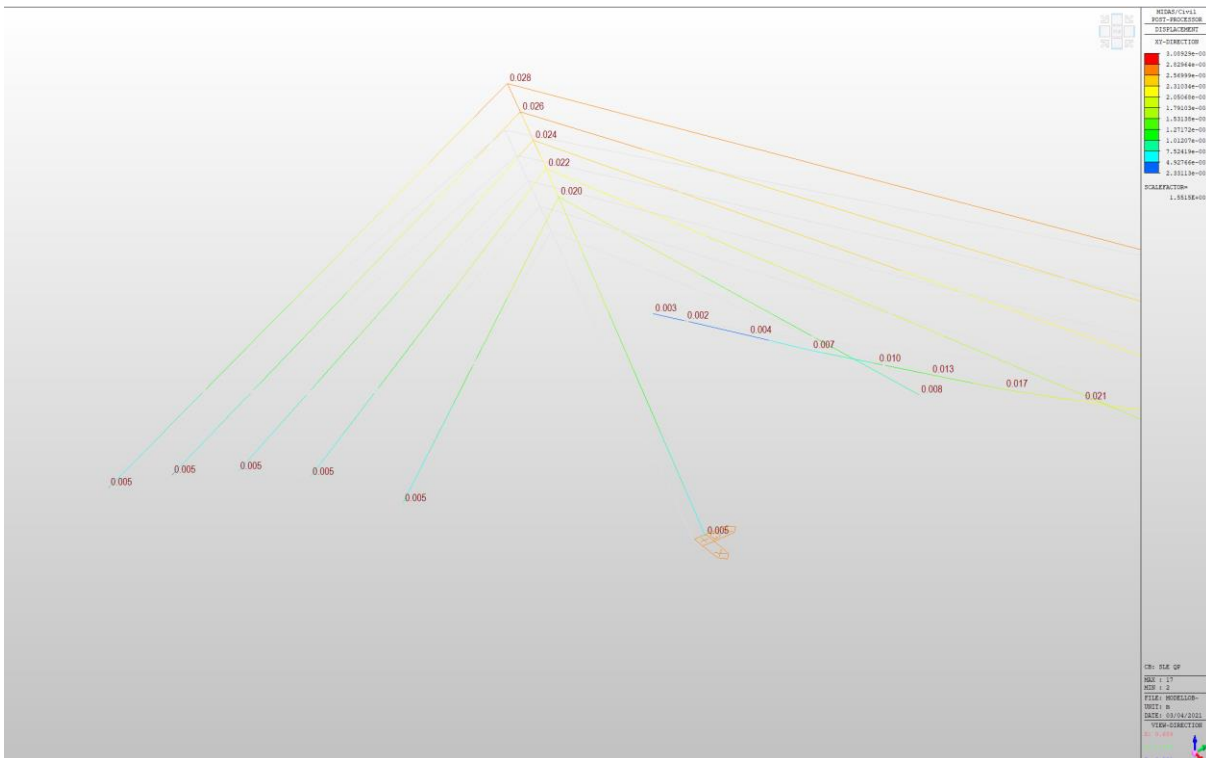


Figura 22: deformata antenna SLE QP

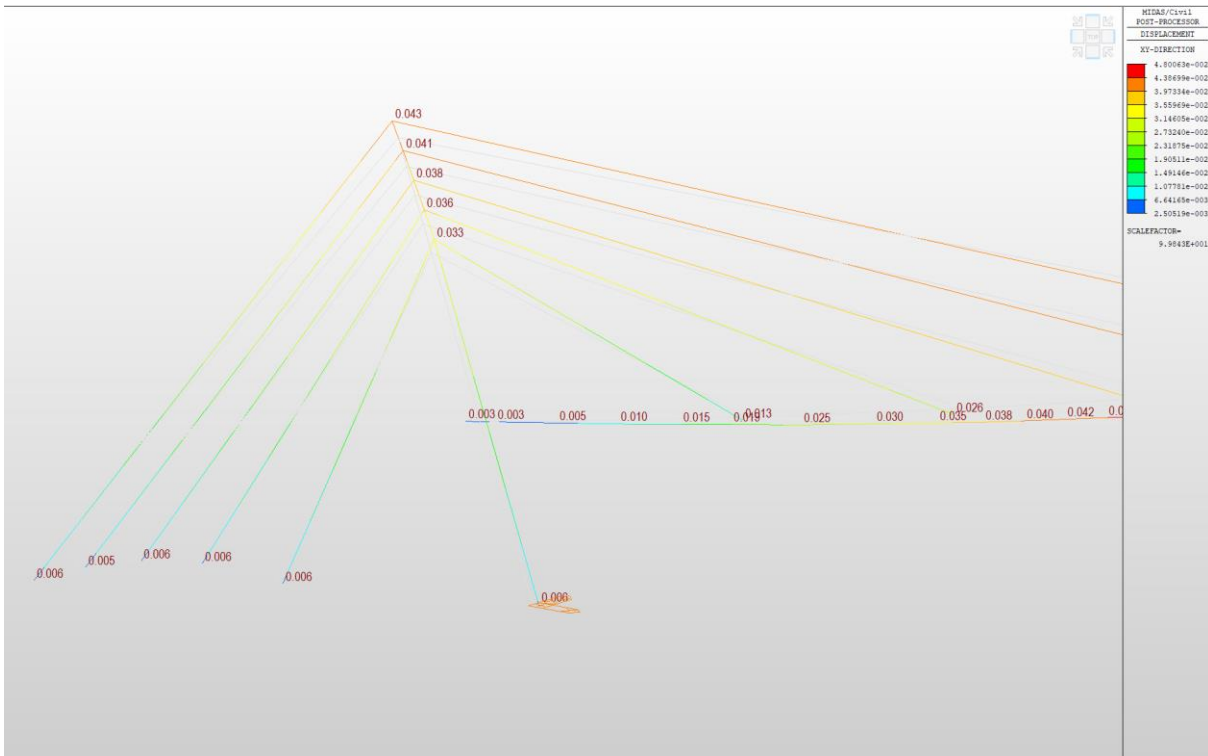
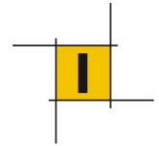


Figura 23: deformata antenna SLE rara 2 (mobili esterno curva)

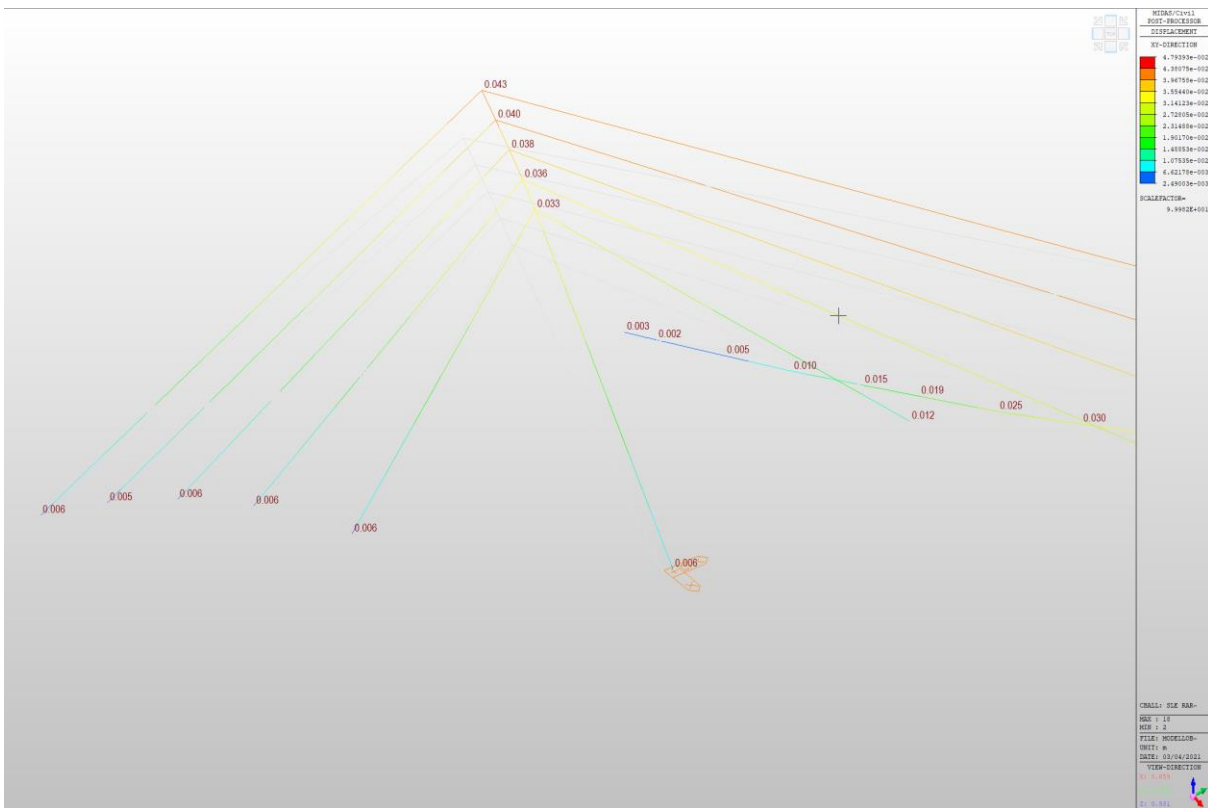
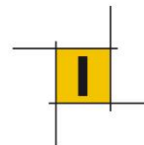


Figura 24: deformata antenna SLE rara 2 (mobili interno curva)



8.6 ANCORAGGIO DI BASE DELL'ANTENNA

In condizioni di esercizio dell'opera la sezione di base dell'antenna risulta prevalentemente compressa con centro di compressione sempre interno al nocciolo centrale di inerzia dell'impronta dell'antenna (assenza di trazioni). Pertanto il progetto dei tirafondi di ancoraggio viene effettuato nella condizione provvisoria di erezione dell'antenna.

Lo schema di calcolo delle sollecitazioni è quindi rappresentato dalla sola antenna soggetta al proprio peso, in via prudenziale si considera inoltre un carico di 100 KN diretto secondo la linea del primo strallo verso l'ancoraggio (questa condizione vuole simulare l'effetto della messa in opera del primo strallo che potrebbe produrre una condizione più gravosa ai fini del momento alla base dell'antenna qualora venisse fissato tirandolo dal lato dell'ancoraggio; chiaramente la situazione deve essere evitata in quanto lo spinning del cavo dovrà avvenire tirandolo dal lato dell'impalcato).

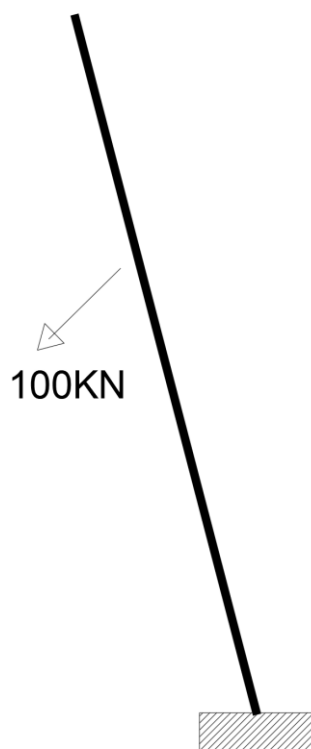
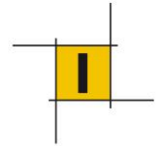


Figura 25: schema di calcolo

Le sollecitazioni alla base dell'antenna nelle suddette condizioni sono le seguenti.

N [KN] =	-629
M [KNm]=	4773
V [KN]=	264

NB. Si fa presente che l'effetto del carico puntuale incrementa del 50% le sollecitazioni flessionali alla base dell'antenna.



La piastra di base è costituita da un anello circolare di raggio esterno 145cm ed interno di 85cm, equispaziati radialmente sono poste 8 barre tipo Dywidag D40 ($A_p=12.57 \text{ cm}^2$).

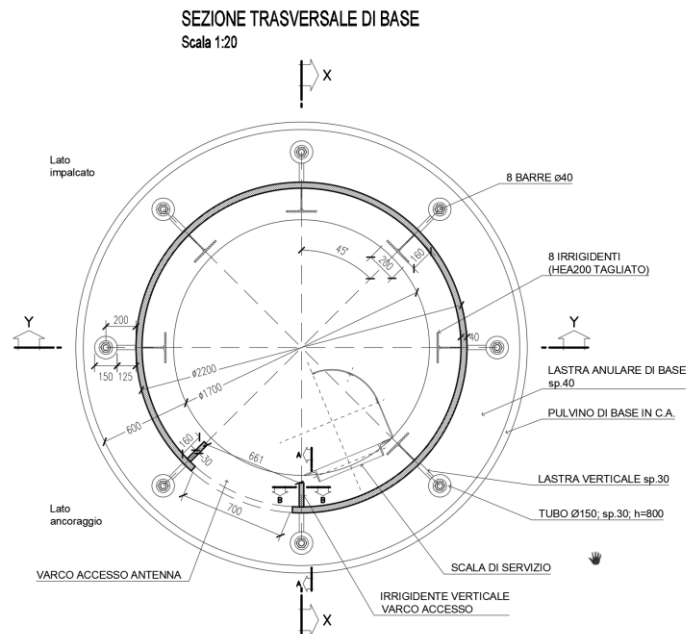


Figura 26:piastra di base

Si procede alla verifica tensionale considerando una sezione di calcestruzzo equivalente alla piastra di base con armatura puntuale.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Piastra base

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Piastra base antenna**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 145 [cm]
Raggio interno: 85 [cm]
N° barre uguali: 8
Diametro barre: 4 [cm]
Copriferro (baric.): 15 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 500 629 kN
M_{xEd}: 0 4773 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	16.6
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6933
		τ_{c1}	2.029

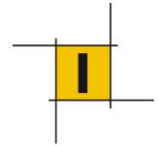
σ_c : -7.308 N/mm²
 σ_s : 450 N/mm²

Vertici: 50
Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

ϵ_s : 2.25 ‰
d: 275 cm
x: 53.87 x/d: 0.1959
 δ : 0.7



La verifica al II stadio fornisce una trazione massima delle barre è pari a 450 Mpa ed una compressione nel cls di 7.3 Mpa, del tutto compatibili con i materiali previsti.

Si stabilisce pertanto che il precarico da fornire in fase di serraggio delle barre Dywidag sia pari a 565 KN (450Mpa* 12.57 mm², tensione iniziale max Acciaio Y1050 σ_{pi_max} = 788 Mpa).

Si procede infine alla verifica del momento resistente allo SLU, ipotizzando appunto la pretensione sopra indicata.

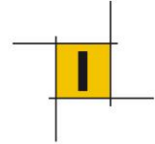
Verifica:

$$M_{Ed}/M_{Rd} = 1.35 * 4773 / 11125 = 0.58 < 1 \text{ VERIFICA OK}$$

Nb. il momento resistente è stato calcolato considerando il pretiro delle barre come sollecitazione esterna e depurando la tensione di snervamento delle barre della quota parte di pretensione

$$f_{yd} = f_{01k}/1.15 - \sigma_{pi} = (826-450) \text{ MPa} = 376 \text{ Mpa}$$

Si procede infine alla verifica della lunghezza di ancoraggio della barra M40, che risulta minima sul lato dove l'antenna ha la massima inclinazione e pari a 185 cm (L_a).



A. RESISTENZA PER ADERENZA

Cls C35

- $f_{ctm} = 3.25 \text{ Mpa}$
- $f_{ctd} = 0.7 * 3.25 / 1.5 = 1.52 \text{ Mpa}$
- $f_{bd} = 2.25 \eta_1 * \eta_2 * 1.52 = 2.25 * 1 * 0.92 * 1.52 = 3.15 \text{ MPa}$
con $\eta_2 = (132 - \Phi) / 100 = 0.92$

$$F_A = \pi \Phi * f_{bd} * L_a = 732 \text{ KN}$$

con

$$\Phi = 40 \text{ mm}$$

$$L_a = 1800 \text{ mm}$$

Si provvede inoltre ad inserire all'estremità della barra un piatto di ammarro di quadrato di lato 150mm, opportunamente irrigidita.

B. RESISTENZA PIASTRA ANNEGATA

$$F_B = S * 0.6 * v * f_{cd} = 396 \text{ KN}$$

con

$$f_{cd} = 19.8 \text{ Mpa (C35)}$$

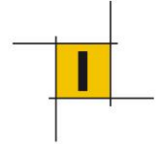
$$S = 200 \times 200 - 1257 = 38743 \text{ mm}^2$$

$$v = 1 - (35/250) = 0.86$$

In definitiva la resistenza dell'ancoraggio vale

$$F_{anc} = F_A + F_B = 732 + 396 = 1128 \text{ KN}$$

che risulta praticamente uguagliare la forza massima della barra M40 ($F_{M40} = 1257 \text{ mm}^2 * f_{01K} / 1.15 = 1150 \text{ KN}$). L'ancoraggio viene giudicato quindi consono all'impiego progettato.



9 STRALLI

9.1 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

Le caratteristiche degli stralli installati sul ponte sono riportati nel prospetto seguente.

Strallo	N.trefoli (T15.7)	Ap [mm ²]	Frd [KN]	F sls [KN]
1I	31	4650	5240	3892
2I	31	4650	5240	3892
3I	37	5550	6255	4645
4I	37	5550	6255	4645
5I	37	5550	6255	4645
1M	31	4650	5240	3892
2M	31	4650	5240 <td>3892</td>	3892
3M	37	5550	6255	4645
4M	37	5550	6255	4645
5M	37	5550	6255	4645

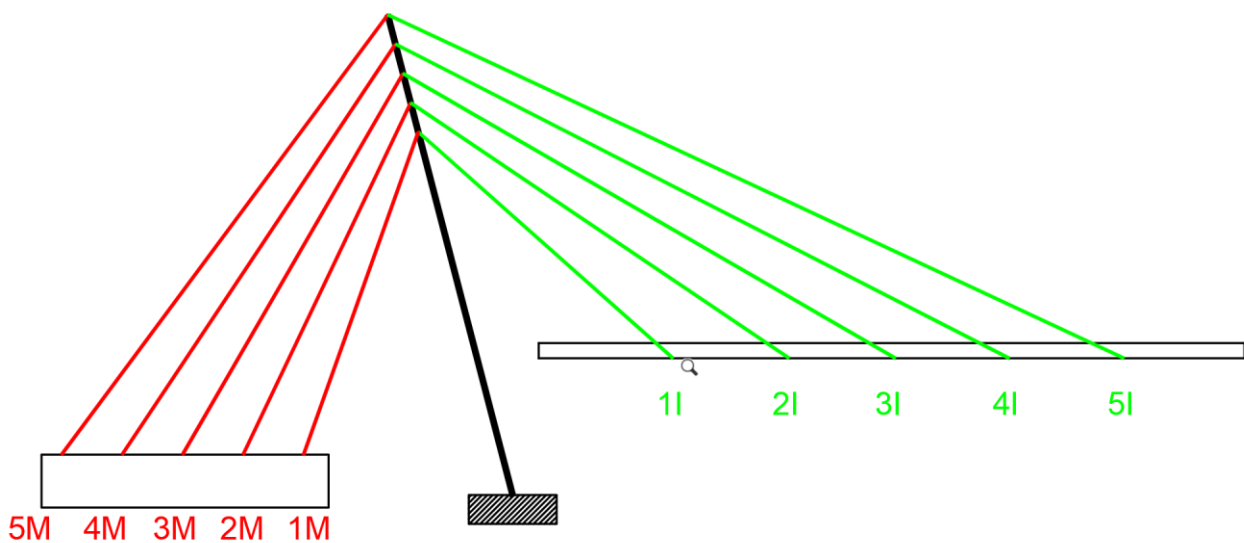


Figura 27: Nomenclatura stralli

9.2 SOLLECITAZIONI

Si riportano le sollecitazioni agenti sugli stralli per i principali carichi elementari.

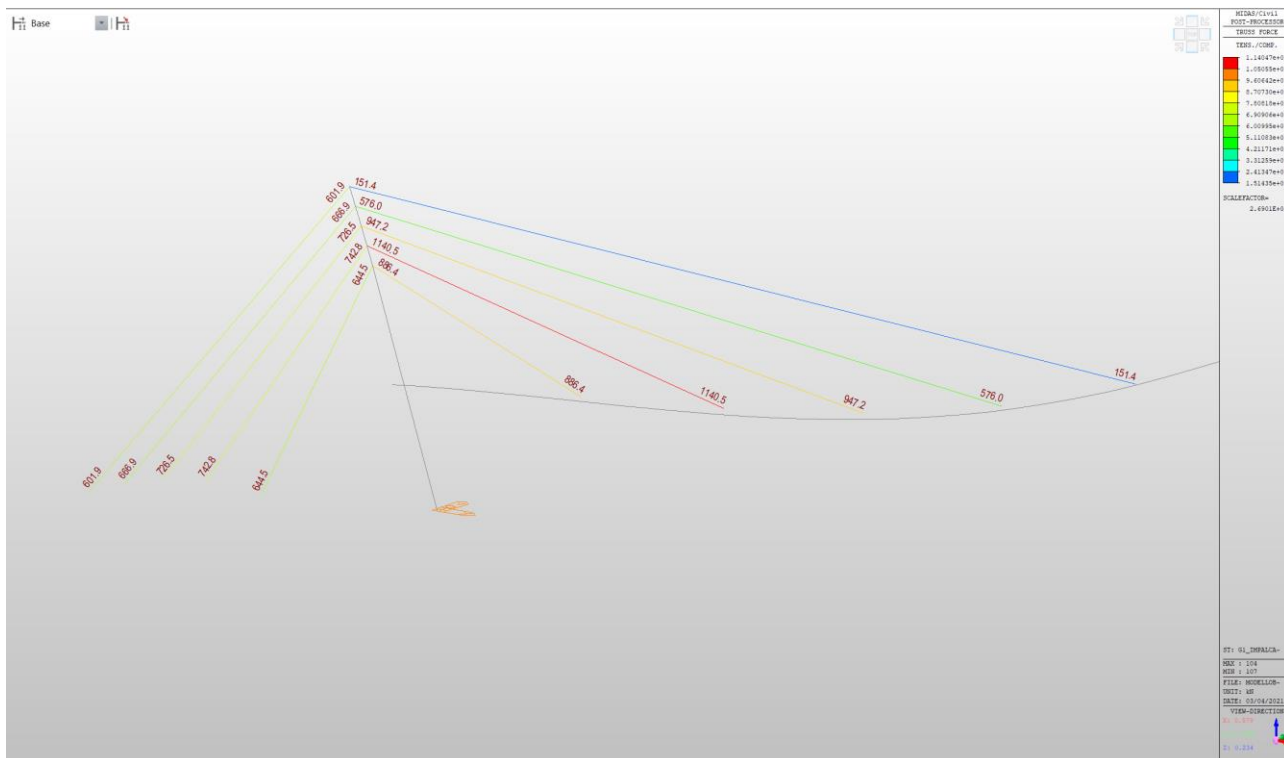
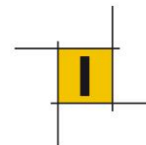


Figura 28: Tiri stralli G1

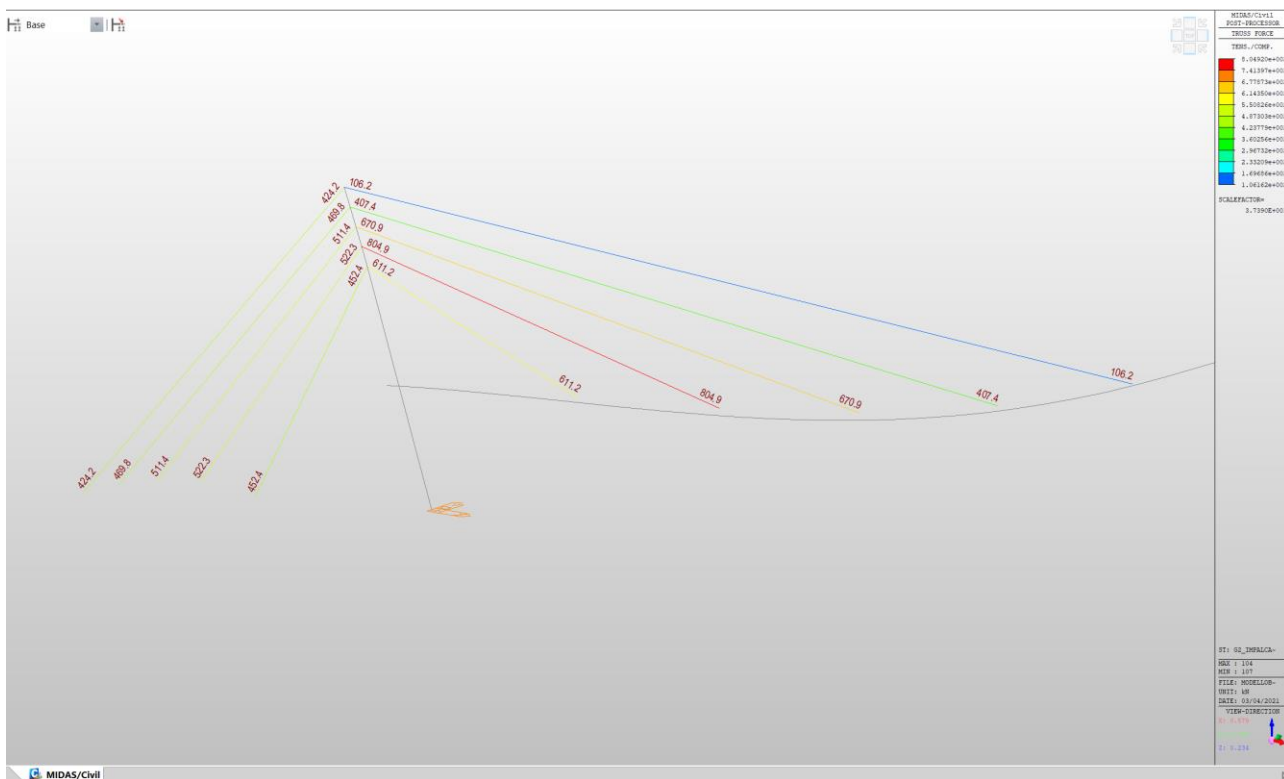


Figura 29: Tiri stralli G2

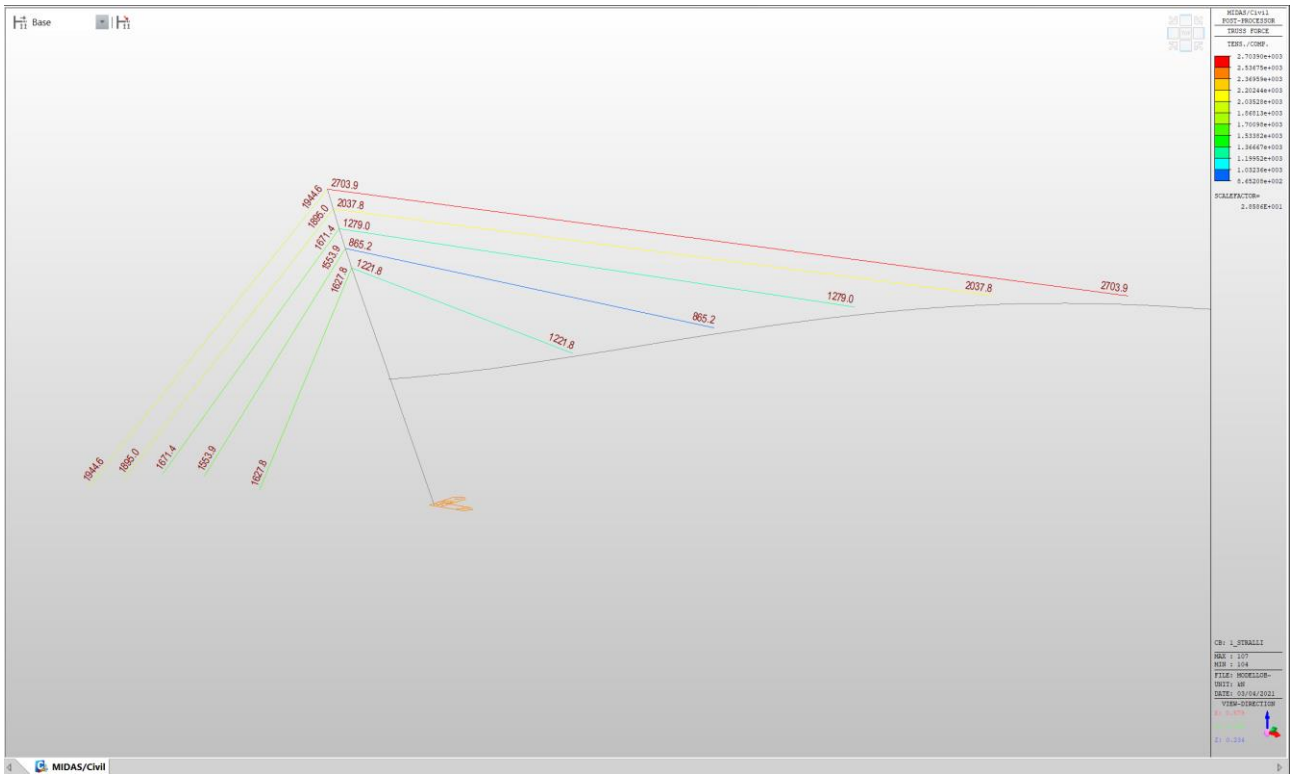
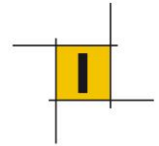


Figura 30: Tiri stralli presollecitazioni stralli (PT)

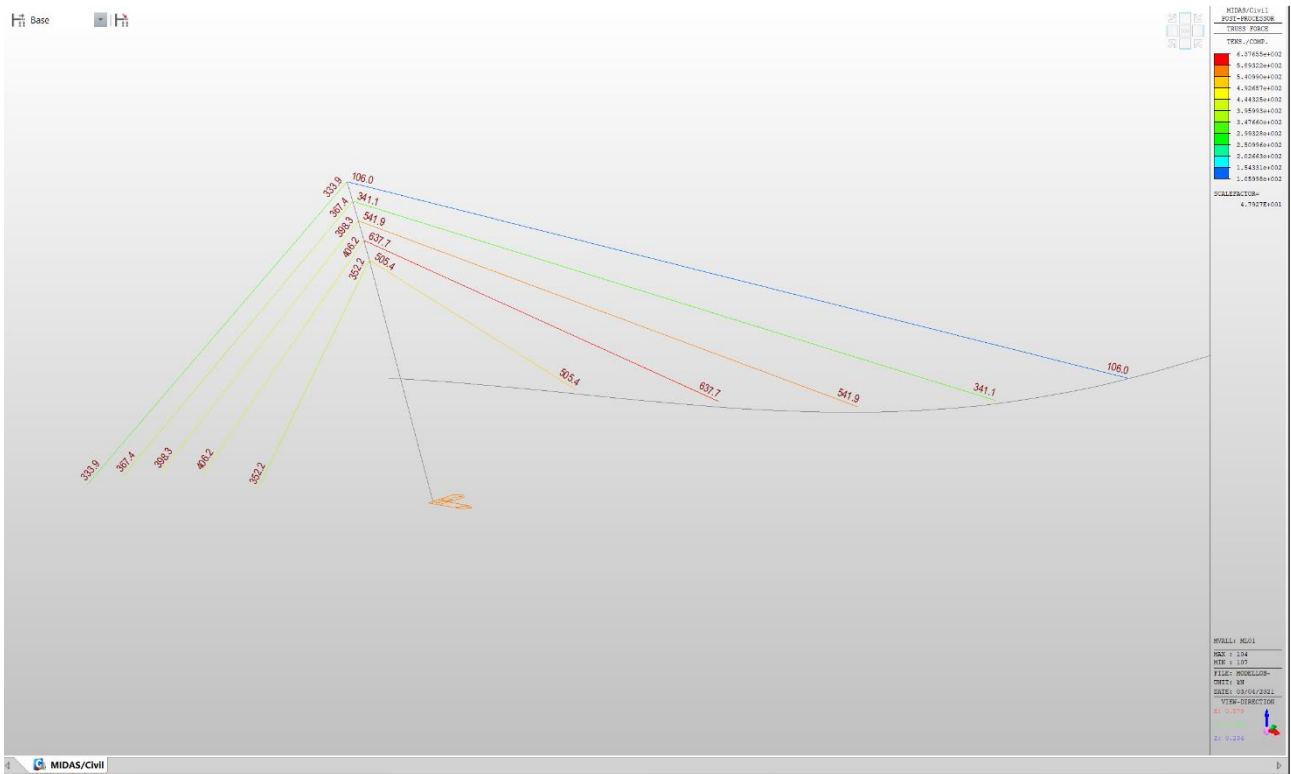


Figura 31: Tiri stralli carico mobile (est. curva)

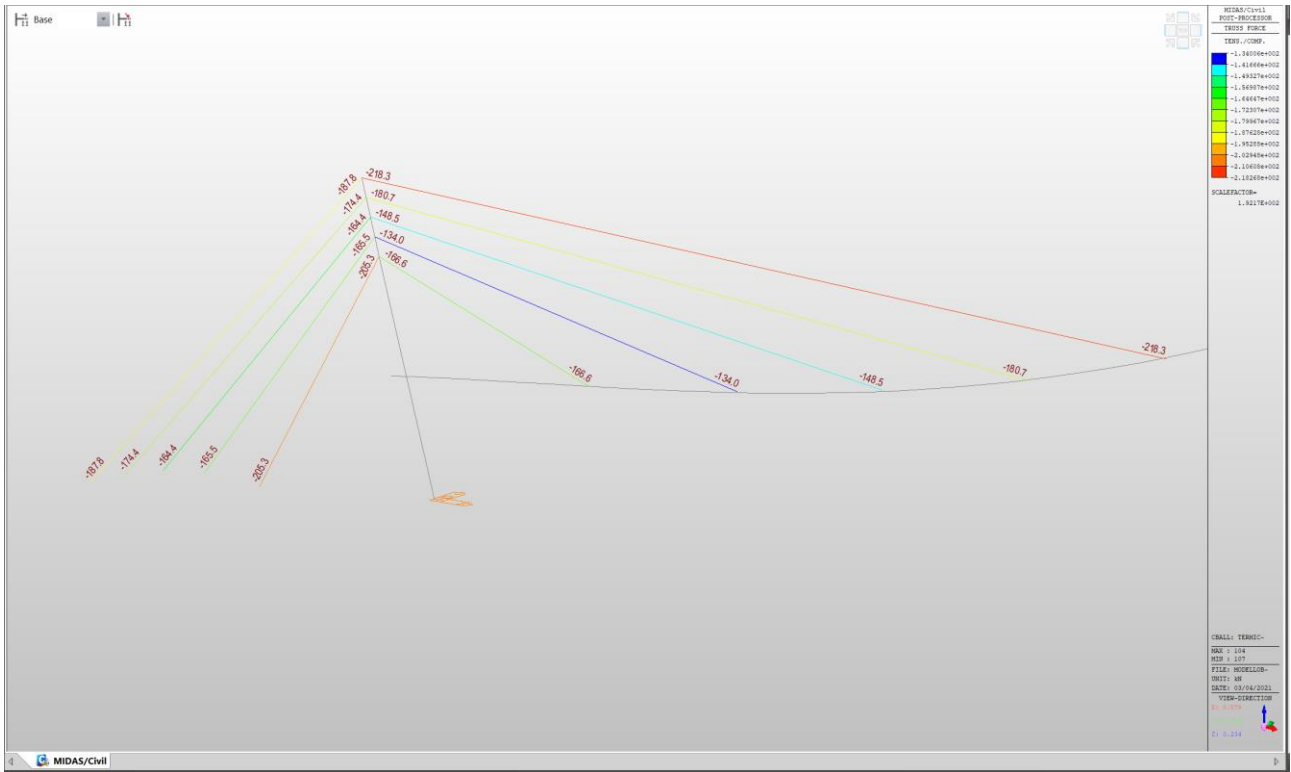
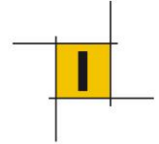
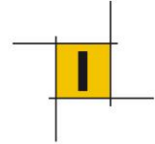


Figura 32: Tiri stralli Termica



9.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

La resistenza di calcolo del cavo è calcolata secondo EN1993-1-11:

$$F_{rd} = \text{Min} [F_{uk} / (1.5 \cdot 1.1); (F_k / 1.1)]$$

dove

$$F_{uk} = A_p \cdot f_{uk}$$

$$F_k = A_p \cdot f_{0.1k}$$

$$F_{sls} = 0.45 F_{uk}$$

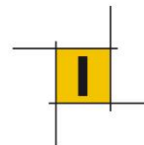
9.3.1 Verifiche stati limite ultimi

Le tabelle seguenti riporta il confronto tra la sollecitazione agente nei vari elementi e la resistenza allo SLU.

Criterio di verifica:

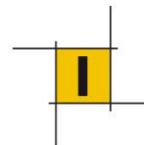
$$p = N_{ed} / F_{rd} < 1$$

Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
1l	31	SLU1(all)	3479	5240	0.66
1l	31	SLU2(all)	3470	5240	0.66
1l	31	SLU3(all)	3674	5240	0.70
1l	31	SLU4(all)	4156	5240	0.79
1l	31	SLU5(all)	4282	5240	0.82
1l	31	SLU6(all)	4258	5240	0.81
1l	31	SLU7(all)	4276	5240	0.82
1l	31	SLU8(all)	4252	5240	0.81
1l	31	SLU9(all)	3865	5240	0.74
1l	31	SLU10(all)	3849	5240	0.73
1l	31	SLU11(all)	3883	5240	0.74
1l	31	SLU12(all)	3867	5240	0.74
1l	31	SLV_1	3107	5240	0.59
1l	31	SLV_2	2923	5240	0.56
1l	31	SLV_3	2874	5240	0.55
1l	31	SLV_4	2690	5240	0.51
1l	31	SLV_5	3302	5240	0.63
1l	31	SLV_6	3246	5240	0.62
1l	31	SLV_7	2525	5240	0.48
1l	31	SLV_8	2470	5240	0.47



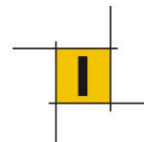
Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
2I	31	SLU1(all)	3646	5240	0.70
2I	31	SLU2(all)	3656	5240	0.70
2I	31	SLU3(all)	3819	5240	0.73
2I	31	SLU4(all)	4513	5240	0.86
2I	31	SLU5(all)	4616	5240	0.88
2I	31	SLU6(all)	4599	5240	0.88
2I	31	SLU7(all)	4613	5240	0.88
2I	31	SLU8(all)	4596	5240	0.88
2I	31	SLU9(all)	4145	5240	0.79
2I	31	SLU10(all)	4134	5240	0.79
2I	31	SLU11(all)	4155	5240	0.79
2I	31	SLU12(all)	4144	5240	0.79
2I	31	SLV_1	3045	5240	0.58
2I	31	SLV_2	2876	5240	0.55
2I	31	SLV_3	2902	5240	0.55
2I	31	SLV_4	2732	5240	0.52
2I	31	SLV_5	3147	5240	0.60
2I	31	SLV_6	3096	5240	0.59
2I	31	SLV_7	2668	5240	0.51
2I	31	SLV_8	2617	5240	0.50

Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
3I	37	SLU1(all)	3576	6255	0.57
3I	37	SLU2(all)	3578	6255	0.57
3I	37	SLU3(all)	3766	6255	0.60
3I	37	SLU4(all)	4309	6255	0.69
3I	37	SLU5(all)	4425	6255	0.71
3I	37	SLU6(all)	4411	6255	0.71
3I	37	SLU7(all)	4422	6255	0.71
3I	37	SLU8(all)	4409	6255	0.70
3I	37	SLU9(all)	4000	6255	0.64
3I	37	SLU10(all)	3991	6255	0.64
3I	37	SLU11(all)	4007	6255	0.64
3I	37	SLU12(all)	3998	6255	0.64
3I	37	SLV_1	3071	6255	0.49
3I	37	SLV_2	2941	6255	0.47
3I	37	SLV_3	2964	6255	0.47
3I	37	SLV_4	2835	6255	0.45
3I	37	SLV_5	3144	6255	0.50
3I	37	SLV_6	3105	6255	0.50
3I	37	SLV_7	2790	6255	0.45
3I	37	SLV_8	2751	6255	0.44



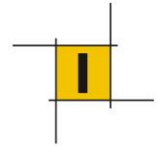
Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
4I	37	SLU1(all)	3432	6255	0.55
4I	37	SLU2(all)	3428	6255	0.55
4I	37	SLU3(all)	3661	6255	0.59
4I	37	SLU4(all)	3890	6255	0.62
4I	37	SLU5(all)	4032	6255	0.64
4I	37	SLU6(all)	4021	6255	0.64
4I	37	SLU7(all)	4029	6255	0.64
4I	37	SLU8(all)	4019	6255	0.64
4I	37	SLU9(all)	3700	6255	0.59
4I	37	SLU10(all)	3693	6255	0.59
4I	37	SLU11(all)	3704	6255	0.59
4I	37	SLU12(all)	3697	6255	0.59
4I	37	SLV_1	3152	6255	0.50
4I	37	SLV_2	3056	6255	0.49
4I	37	SLV_3	3089	6255	0.49
4I	37	SLV_4	2993	6255	0.48
4I	37	SLV_5	3188	6255	0.51
4I	37	SLV_6	3159	6255	0.51
4I	37	SLV_7	2977	6255	0.48
4I	37	SLV_8	2948	6255	0.47

Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
4I	37	SLU1(all)	3432	6255	0.55
4I	37	SLU2(all)	3428	6255	0.55
4I	37	SLU3(all)	3661	6255	0.59
4I	37	SLU4(all)	3890	6255	0.62
4I	37	SLU5(all)	4032	6255	0.64
4I	37	SLU6(all)	4021	6255	0.64
4I	37	SLU7(all)	4029	6255	0.64
4I	37	SLU8(all)	4019	6255	0.64
4I	37	SLU9(all)	3700	6255	0.59
4I	37	SLU10(all)	3693	6255	0.59
4I	37	SLU11(all)	3704	6255	0.59
4I	37	SLU12(all)	3697	6255	0.59
4I	37	SLV_1	3152	6255	0.50
4I	37	SLV_2	3056	6255	0.49
4I	37	SLV_3	3089	6255	0.49
4I	37	SLV_4	2993	6255	0.48
4I	37	SLV_5	3188	6255	0.51
4I	37	SLV_6	3159	6255	0.51
4I	37	SLV_7	2977	6255	0.48
4I	37	SLV_8	2948	6255	0.47



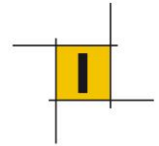
Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
5I	37	SLU1(all)	3073	6255	0.49
5I	37	SLU2(all)	3065	6255	0.49
5I	37	SLU3(all)	3348	6255	0.54
5I	37	SLU4(all)	3211	6255	0.51
5I	37	SLU5(all)	3382	6255	0.54
5I	37	SLU6(all)	3376	6255	0.54
5I	37	SLU7(all)	3379	6255	0.54
5I	37	SLU8(all)	3374	6255	0.54
5I	37	SLU9(all)	3155	6255	0.50
5I	37	SLU10(all)	3151	6255	0.50
5I	37	SLU11(all)	3161	6255	0.51
5I	37	SLU12(all)	3157	6255	0.50
5I	37	SLV_1	3072	6255	0.49
5I	37	SLV_2	2994	6255	0.48
5I	37	SLV_3	3037	6255	0.49
5I	37	SLV_4	2959	6255	0.47
5I	37	SLV_5	3081	6255	0.49
5I	37	SLV_6	3058	6255	0.49
5I	37	SLV_7	2965	6255	0.47
5I	37	SLV_8	2942	6255	0.47

Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
1M	31	SLU1(all)	3138	5240	0.60
1M	31	SLU2(all)	3139	5240	0.60
1M	31	SLU3(all)	3393	5240	0.65
1M	31	SLU4(all)	3614	5240	0.69
1M	31	SLU5(all)	3769	5240	0.72
1M	31	SLU6(all)	3759	5240	0.72
1M	31	SLU7(all)	3767	5240	0.72
1M	31	SLU8(all)	3756	5240	0.72
1M	31	SLU9(all)	3409	5240	0.65
1M	31	SLU10(all)	3402	5240	0.65
1M	31	SLU11(all)	3416	5240	0.65
1M	31	SLU12(all)	3409	5240	0.65
1M	31	SLV_1	2931	5240	0.56
1M	31	SLV_2	2689	5240	0.51
1M	31	SLV_3	2824	5240	0.54
1M	31	SLV_4	2582	5240	0.49
1M	31	SLV_5	2966	5240	0.57
1M	31	SLV_6	2894	5240	0.55
1M	31	SLV_7	2608	5240	0.50
1M	31	SLU1(all)	3138	5240	0.60



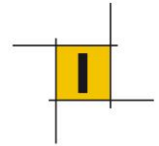
Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
2M	31	SLU1(all)	3338	5240	0.64
2M	31	SLU2(all)	3319	5240	0.63
2M	31	SLU3(all)	3535	5240	0.67
2M	31	SLU4(all)	3875	5240	0.74
2M	31	SLU5(all)	4003	5240	0.76
2M	31	SLU6(all)	3992	5240	0.76
2M	31	SLU7(all)	4000	5240	0.76
2M	31	SLU8(all)	3988	5240	0.76
2M	31	SLU9(all)	3639	5240	0.69
2M	31	SLU10(all)	3631	5240	0.69
2M	31	SLU11(all)	3647	5240	0.70
2M	31	SLU12(all)	3640	5240	0.69
2M	31	SLV_1	3057	5240	0.58
2M	31	SLV_2	2847	5240	0.54
2M	31	SLV_3	2907	5240	0.55
2M	31	SLV_4	2697	5240	0.51
2M	31	SLV_5	3152	5240	0.60
2M	31	SLV_6	3089	5240	0.59
2M	31	SLV_7	2652	5240	0.51
2M	31	SLV_8	2589	5240	0.49

Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
3M	37	SLU1(all)	3413	6255	0.55
3M	37	SLU2(all)	3398	6255	0.54
3M	37	SLU3(all)	3612	6255	0.58
3M	37	SLU4(all)	3942	6255	0.63
3M	37	SLU5(all)	4070	6255	0.65
3M	37	SLU6(all)	4059	6255	0.65
3M	37	SLU7(all)	4067	6255	0.65
3M	37	SLU8(all)	4056	6255	0.65
3M	37	SLU9(all)	3710	6255	0.59
3M	37	SLU10(all)	3703	6255	0.59
3M	37	SLU11(all)	3719	6255	0.59
3M	37	SLU12(all)	3712	6255	0.59
3M	37	SLV_1	3137	6255	0.50
3M	37	SLV_2	2923	6255	0.47
3M	37	SLV_3	3000	6255	0.48
3M	37	SLV_4	2787	6255	0.45
3M	37	SLV_5	3214	6255	0.51
3M	37	SLV_6	3150	6255	0.50
3M	37	SLV_7	2760	6255	0.44
3M	37	SLV_8	2696	6255	0.43



Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
4M	37	SLU1(all)	3488	6255	0.56
4M	37	SLU2(all)	3479	6255	0.56
4M	37	SLU3(all)	3704	6255	0.59
4M	37	SLU4(all)	3979	6255	0.64
4M	37	SLU5(all)	4115	6255	0.66
4M	37	SLU6(all)	4105	6255	0.66
4M	37	SLU7(all)	4112	6255	0.66
4M	37	SLU8(all)	4102	6255	0.66
4M	37	SLU9(all)	3766	6255	0.60
4M	37	SLU10(all)	3759	6255	0.60
4M	37	SLU11(all)	3774	6255	0.60
4M	37	SLU12(all)	3767	6255	0.60
4M	37	SLV_1	3237	6255	0.52
4M	37	SLV_2	3026	6255	0.48
4M	37	SLV_3	3125	6255	0.50
4M	37	SLV_4	2913	6255	0.47
4M	37	SLV_5	3289	6255	0.53
4M	37	SLV_6	3225	6255	0.52
4M	37	SLV_7	2913	6255	0.47
4M	37	SLV_8	2850	6255	0.46

Strallo	N trefoli	combo	Fed [kN]	Frd [kN]	p<1
5M	37	SLU1(all)	3362	6255	0.54
5M	37	SLU2(all)	3370	6255	0.54
5M	37	SLU3(all)	3606	6255	0.58
5M	37	SLU4(all)	3818	6255	0.61
5M	37	SLU5(all)	3964	6255	0.63
5M	37	SLU6(all)	3955	6255	0.63
5M	37	SLU7(all)	3961	6255	0.63
5M	37	SLU8(all)	3952	6255	0.63
5M	37	SLU9(all)	3625	6255	0.58
5M	37	SLU10(all)	3619	6255	0.58
5M	37	SLU11(all)	3633	6255	0.58
5M	37	SLU12(all)	3626	6255	0.58
5M	37	SLV_1	3168	6255	0.51
5M	37	SLV_2	2931	6255	0.47
5M	37	SLV_3	3065	6255	0.49
5M	37	SLV_4	2827	6255	0.45
5M	37	SLV_5	3200	6255	0.51
5M	37	SLV_6	3129	6255	0.50
5M	37	SLV_7	2855	6255	0.46
5M	37	SLV_8	2784	6255	0.45



9.3.2 Verifiche tensionali stati limite d'esercizio

In accordo con le indicazioni contenute in EN1993-1-11 la tensione sugli stralli in condizioni massime di esercizio deve essere limitata a $0.45 f_{uk}$ (837 MPa).

Le tabelle seguenti riportano gli esiti delle verifiche nelle due condizioni di carico massime:

Criterio di verifica:

$$p = \sigma_{max} / (0.45 f_{uk}) < 1$$

Strallo	n. trefoli	combo	Fsls [KN]	σ_{max} [MPa]	p<1
1I	31	SLE_RARA(EST.CURVA)	3417	735	0.88
2I	31	SLE_RARA(EST.CURVA)	3543	762	0.91
3I	37	SLE_RARA(EST.CURVA)	3526	635	0.76
4I	37	SLE_RARA(EST.CURVA)	3462	624	0.75
5I	37	SLE_RARA(EST.CURVA)	3186	574	0.69
1M	31	SLE_RARA(EST.CURVA)	3154	678	0.81
2M	31	SLE_RARA(EST.CURVA)	3311	712	0.85
3M	37	SLE_RARA(EST.CURVA)	3390	611	0.73
4M	37	SLE_RARA(EST.CURVA)	3482	627	0.75
5M	37	SLE_RARA(EST.CURVA)	3380	609	0.73

Strallo	n. trefoli	combo	Fsls [KN]	σ_{max} [MPa]	p<1
1I	31	SLE RARA(INT.CURVA)	3399	731	0.87
2I	31	SLE RARA(INT.CURVA)	3531	759	0.91
3I	37	SLE RARA(INT.CURVA)	3516	633	0.76
4I	37	SLE RARA(INT.CURVA)	3454	622	0.74
5I	37	SLE RARA(INT.CURVA)	3182	573	0.68
1M	31	SLE RARA(INT.CURVA)	3146	677	0.81
2M	31	SLE RARA(INT.CURVA)	3302	710	0.85
3M	37	SLE RARA(INT.CURVA)	3382	609	0.73
4M	37	SLE RARA(INT.CURVA)	3474	626	0.75
5M	37	SLE RARA(INT.CURVA)	3373	608	0.73

9.3.3 Verifiche di fatica

Si procede infine alla verifica per fatica secondo la classe di dettaglio indicata in EN1993-1-11 ($\Delta\sigma_c = 160$ Mpa).

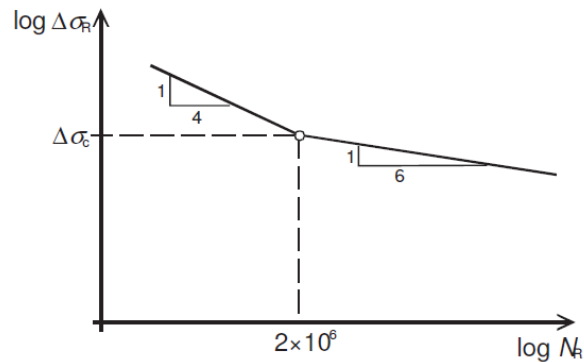
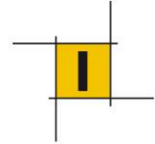


Figure 9.1: Fatigue strength curves for tension components

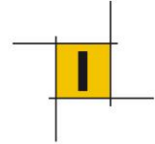
Table 9.1: Detail categories for fatigue strength according to EN 1993-1-9

Group	Tension components		Detail category $\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]
A	1	Prestressing bars	105
B	2	Fully locked coil rope with metal or resin socketing	150
	3	Spiral strands with metal or resin socketing	150
C	4	Parallel wire strands with epoxy socketing	160
	5	Bundle of parallel strands	160
	6	Bundle of parallel wires	160

La verifica a fatica viene condotta con il metodo dei coefficienti λ (danneggiamento equivalente), il carico considerato è rappresentato dal modello fatica 3, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi ciascuno di peso 120 kN (cfr. analisi dei carichi).

Le tabelle seguenti riportano le massime escursioni del tiro sugli stralli al passaggio del predetto carico di fatica nelle due posizioni considerate (mezzo su corsia esterno curva, mezzo su corsia interno curva).

Strallo	Carico esterno curva		
	F_{max} [kN]	F_{min} [kN]	ΔF [kN]
1I	210	-39	249
2I	198	-13	210
3I	161	-7	169
4I	104	-7	110
5I	38	-6	44
1M	114	-11	126
2M	129	-11	139
3M	124	-9	133
4M	113	-9	121
5M	102	-8	110



Strallo	Carico interno curva		
	F _{max} [KN]	F _{min} [KN]	ΔF [KN]
1I	188	-60	248
2I	187	-16	203
3I	154	-9	163
4I	98	-8	107
5I	34	-7	42
1M	107	-17	123
2M	120	-16	136
3M	116	-12	129
4M	106	-11	117
5M	95	-10	106

Criterio di verifica:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} \leq \frac{\Delta \sigma_{Ed}}{\gamma_{Mf}}$$

con

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \Delta \sigma_{ML3fatica}$$

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max} \text{ (EN 1993-2)}$$

Ai fini del calcolo del coefficiente λ si prende a riferimento direttamente il valore massimo che esso può assumere λ_{max} considerando la tabella sotto riportata (cfr EN 1993-2). Lo strallo viene considerato uno supporto per l'impalcato e poiché l'interasse degli stralli è inferiore a 30m, il valore di λ_{max} è pari a 1.8.

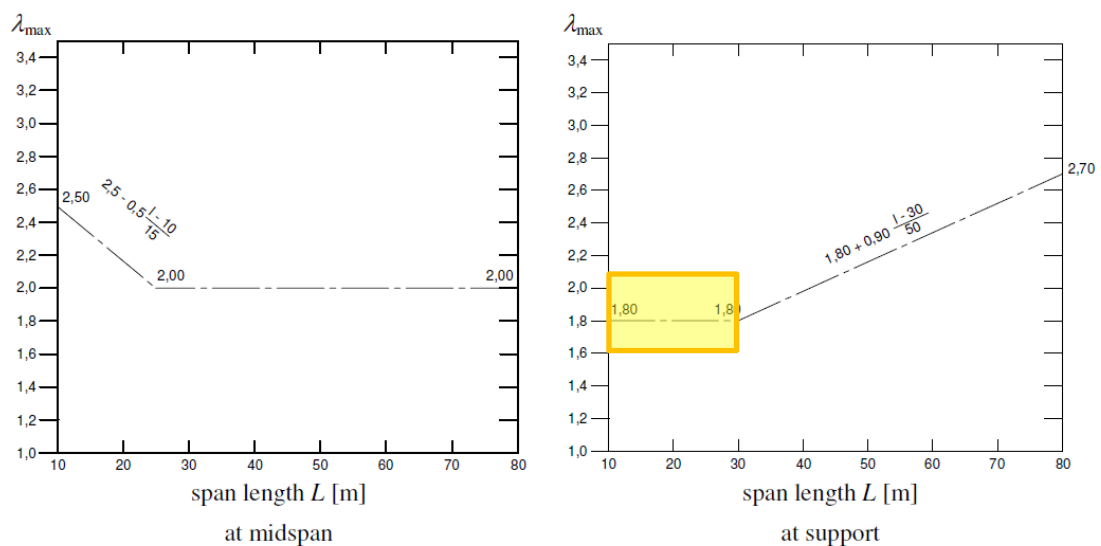
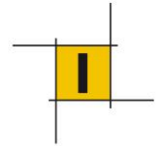


Figure 9.6: λ_{max} for moments for road bridges



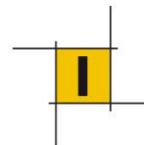
Le tabelle seguenti sintetizzano dunque gli esiti della verifica.

Dati:

- $\gamma_{Ff} = 1.0$
- $\gamma_{Mf} = 1.35$
- $\lambda = 1.8$
- $\Delta\sigma_c = 160 \text{ Mpa}$

Carico esterno curva						
Strallo	Ap [mm ²]	ΔF [KN]	$\Delta\sigma$ [MPa]	$\gamma_{Ff} \lambda \Delta\sigma$ [Mpa]	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [Mpa]	p<1 [-]
1I	4650	249	53	96	119	0.81
2I	4650	210	45	81	119	0.69
3I	5550	169	30	55	119	0.46
4I	5550	110	20	36	119	0.30
5I	5550	44	8	14	119	0.12
1M	4650	126	27	49	119	0.41
2M	4650	139	30	54	119	0.46
3M	5550	133	24	43	119	0.36
4M	5550	121	22	39	119	0.33
5M	5550	110	20	36	119	0.30

Carico Interno curva						
Strallo	Ap [mm ²]	ΔF [KN]	$\Delta\sigma$ [MPa]	$\gamma_{Ff} \lambda \Delta\sigma$ [Mpa]	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [Mpa]	p<1 [-]
1I	4650	248	53	96	119	0.81
2I	4650	203	44	79	119	0.66
3I	5550	163	29	53	119	0.45
4I	5550	107	19	35	119	0.29
5I	5550	42	7	13	119	0.11
1M	4650	123	27	48	119	0.40
2M	4650	136	29	53	119	0.44
3M	5550	129	23	42	119	0.35
4M	5550	117	21	38	119	0.32
5M	5550	106	19	34	119	0.29



9.3.4 Verifica condizione eccezionale di rottura di uno strallo

La condizione eccezionale di rottura di uno strallo è stata valutata nei termini seguenti (cf Bolletino SETRA DT2832 novembre 2001, EN1993-1-11 §2.3.6):

- si è assunto la rottura dello strallo 3 in quanto risultava la situazione più critica per l'opera (in zona di momento positivo massimo);
- il coefficiente di amplificazione dinamica considerato è pari a 1.50;
- il carico da traffico contemporaneo alla rottura è stato assunto uguale a 0.75 TANDEM + 0.40 DISTRIBUITO (valori frequenti) dello schema di carico 1 del §5.1.3.3.3 delle NTC2018.

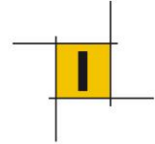
Le sollecitazioni ottenute con queste assunzioni sono poi state combinate con i coefficienti seguenti:

$$G1 + G2 + PT_{\text{stralli}} + A_d + \psi_1 Q_{\text{traffico}}$$

con A_d Azione dovuta al carico eccezionale.

Di seguito si riportano le sollecitazioni degli stralli in tale condizione, nonché le verifiche di resistenza condotte in riferimento alla resistenza a rottura dell'elemento ($\gamma_M=1$, ossia $F_{rd} = A_p \cdot f_{uk}$).

strallo	n.trefoli	F_{Ed} [KN]	F_{Rd} [KN]	$p < 1$ [-]
1I	31	3848	8649	0.44
2I	31	3916	8649	0.45
3I	37	-	-	-
4I	37	3572	10323	0.35
5I	37	3155	10323	0.31
1M	31	3332	8649	0.39
2M	31	3526	8649	0.41
3M	37	-	-	-
4M	37	3642	10323	0.35
5M	37	3505	10323	0.34



9.3.5 Considerazioni sul comportamento aerodinamico degli stralli

Come è noto i cavi possono soffrire di problemi di risonanza in condizione di vento anche debole, tuttavia la bibliografia sul tema indica come tali problemi vibrazionali possono diventare significativi ai fini della progettazione dell'elemento per cavi di lunghezza superiore a 80m (Bullettin Setra "Haubans", 2001).

Si procede tuttavia ad una valutazione della velocità critica del vento (vortex shedding) che conduce al fenomeno della risonanza nonché alla valutazione dell'ampiezza massima dell'oscillazione.

- Calcolo della frequenza propria del cavo:

$$n_1 = \frac{1}{2L} \sqrt{N/m}$$

con

L = lunghezza del cavo [m], m = massa lineica del cavo [kg/m], N = tiro del cavo [N].

strallo	L[m]	N [N x10 ³]	m [kg/m]	n ₁ [Hz]
1I	24	2838	40.3	5.56
2I	36	2850	40.3	3.65
3I	49	2921	48.1	2.50
4I	63	3043	48.1	2.01
5I	76	2986	48.1	1.64

- Calcolo della velocità di distacco dei vortici:

$$v_{cr} = \frac{n_1 D}{S_t}$$

con D diametro esterno del cavo assunto pari a 16 cm cavo da 31 trefoli e 18cm cavo da 37 trefoli in accordo con quanto indicato nelle schede tecniche di un produttore e St numero di Strouhal che per una sezione circolare vale circa 0.2.

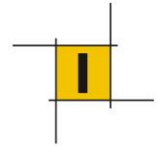
strallo	D [m]	St [-]	v _{cr} [m/s]
1I	0.16	0.2	4.45
2I	0.16	0.2	2.92
3I	0.18	0.2	2.25
4I	0.18	0.2	1.81
5I	0.18	0.2	1.48

Si nota che la velocità critica di distacco dei vortici è inferiore alla velocità del vento di progetto che è circa 30m/s.

- Calcolo dell'ampiezza massima dell'oscillazione:

$$\frac{y_0}{D} = \frac{1}{S_t^2} \frac{1}{S_c} K \cdot K_w \cdot c_{lat}$$

con y ampiezza dell'oscillazione, St numero di Strouhal, S_c numero di Scroton e K fattore di forma modale, K_w fattore di lunghezza effettiva, c_{lat} coefficiente di forza laterale



Nel caso di stralli circolari la formula può essere riscritta nei seguenti termini (rif. Wind-Induced Vibration of Stay Cables Publication No. FHWA-HRT-05-083, 2007):

$$\frac{y_0}{D} \cong \frac{1}{S_t^2} \frac{1}{S_c} 0.008 \cdot c_{lat}$$

con c_{lat} approssimabile a 0.3 e S_c numero di Scroton dato dalla seguente espressione:

$$S_c = \frac{m\zeta}{\rho D^2}$$

dove m = massa lineica del cavo, ρ densità dell'aria (1.25/kg/m³), ζ coefficiente di smorzamento (parametro molto variabile che dipende dalla lunghezza del cavo e dalla presenza di elementi smorzatori; 0.05% per cavi senza alcuno smorzatore a 1-2% cavi corti con smorzatore, per il caso in esame si farà riferimento ad un valore intermedio pari a 0.50%).

strallo	ζ	S_c	S_t	Y_0/D [-]	Y_0 (mm)
1I	0.50%	6.30	0.2	0.95%	1.5
2I	0.50%	6.30	0.2	0.95%	1.5
3I	0.50%	5.94	0.2	1.01%	1.8
4I	0.50%	5.94	0.2	1.01%	1.8
5I	0.50%	5.94	0.2	1.01%	1.8

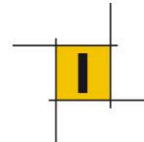
Dall'analisi dei risultati appare evidente come il fenomeno non sia significativo essendo le oscillazioni prodotte di minima ampiezza.

Un fenomeno che i molti studi su ponti strallati hanno messo in evidenza essere più significativo sebbene più complesso è quello delle vibrazioni prodotte dall'azione combinata vento e pioggia, in quanto i rivetti di acqua che scorrono lungo il cavo modificano l'aerodinamica della sezione. Ai fini di limitare il fenomeno l'autorità autostradale Americana consiglia i seguenti limiti al numero di Scroton dello strallo (FHWA-HRT-05-083, 2007):

- $S_c > 10$ cavi lisci
- $S_c > 5$ cavi con trattamento superficiale

Nel caso quindi che vengano messi in opera stralli con un tubo con guaine elicoidali, al fine di rispettare la limitazione proposta si dovrebbe predisporre un ammortizzatore interno al cavo che fornisca i seguenti coefficienti di smorzamento:

strallo	ζ
1I	0.40%
2I	0.40%
3I	0.42%
4I	0.42%
5I	0.42%



9.3.6 Verifica dell'assenza di scorrimenti del cavo sulle selle

Considerato che il progetto prevede che gli stralli attraversino l'antenna senza soluzione di continuità (ovvero che lo strallo sia un unico cavo dall'impalcato al muro di ancoraggio), si procede a verificare che le variazioni di tiro lette nel cavo monte valle siano compatibili con le forze di attrito sviluppate tra la sella ed i cavi stessi.

Come indicato negli elaborati di progetto i cavi sono costituiti da trefoli inguainati con rivestimento in HDPE, test sperimentali indicano che l'attrito sviluppabile tra trefolo inguainato e acciaio è superiore al 50%.

La tabella seguente riporta per le varie combinazioni allo SLU il rapporto tra la forza di scorrimento e carico verticale attesi nelle varie selle di sormonto degli stralli sull'antenna. Come è possibile notare i risultati indicano rapporti inferiori a quelli considerati quale limite di accettabilità.

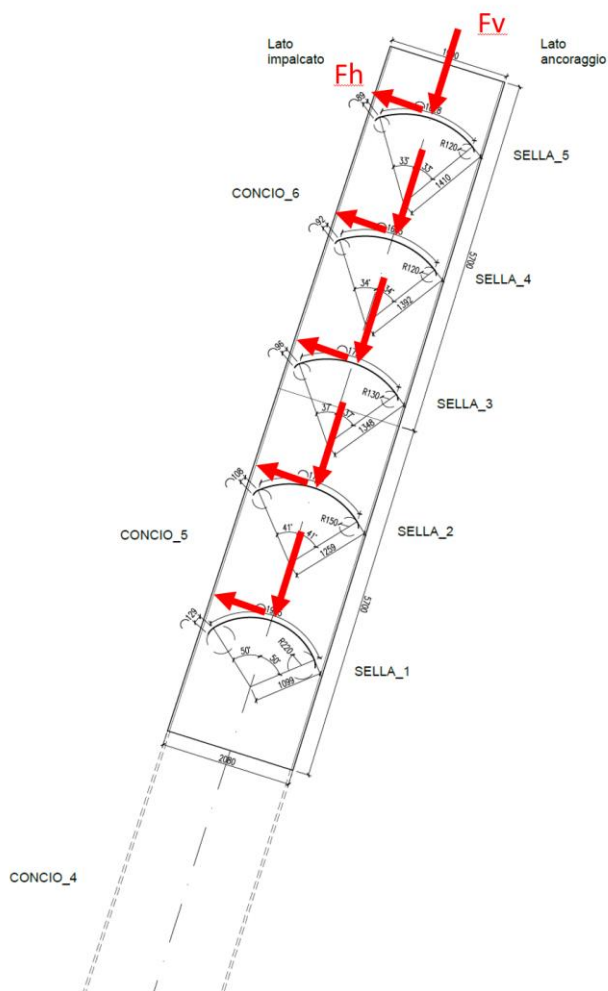
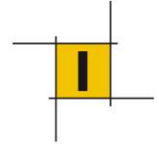
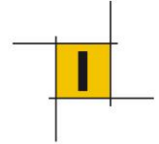


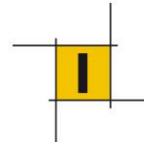
Figura 33 Schema delle forze in gioco sulle selle



	combo	Fv [KN]	Fh [KN]	Fh/Fv [%]
Strallo 1	SLU1(all)	-5118	222	4%
Strallo 2	SLU1(all)	-4642	21	0%
Strallo 3	SLU1(all)	-4258	232	5%
Strallo 4	SLU1(all)	-4005	333	8%
Strallo 5	SLU1(all)	-3575	258	7%
Strallo 1	SLU2(all)	-5113	245	5%
Strallo 2	SLU2(all)	-4637	6	0%
Strallo 3	SLU2(all)	-4252	228	5%
Strallo 4	SLU2(all)	-3999	343	9%
Strallo 5	SLU2(all)	-3575	270	8%
Strallo 1	SLU3(all)	-5460	271	5%
Strallo 2	SLU3(all)	-4883	11	0%
Strallo 3	SLU3(all)	-4491	256	6%
Strallo 4	SLU3(all)	-4257	385	9%
Strallo 5	SLU3(all)	-3858	304	8%
Strallo 1	SLU4(all)	-5933	377	6%
Strallo 2	SLU4(all)	-5532	76	1%
Strallo 3	SLU4(all)	-5001	477	10%
Strallo 4	SLU4(all)	-4537	696	15%
Strallo 5	SLU4(all)	-3890	554	14%
Strallo 1	SLU5(all)	-6147	399	6%
Strallo 2	SLU5(all)	-5683	80	1%
Strallo 3	SLU5(all)	-5147	494	10%
Strallo 4	SLU5(all)	-4694	725	15%
Strallo 5	SLU5(all)	-4063	578	14%
Strallo 1	SLU6(all)	-6125	395	6%
Strallo 2	SLU6(all)	-5667	75	1%
Strallo 3	SLU6(all)	-5133	484	9%
Strallo 4	SLU6(all)	-4682	716	15%
Strallo 5	SLU6(all)	-4055	572	14%
Strallo 1	SLU7(all)	-6141	399	6%
Strallo 2	SLU7(all)	-5679	79	1%
Strallo 3	SLU7(all)	-5143	493	10%
Strallo 4	SLU7(all)	-4691	724	15%
Strallo 5	SLU7(all)	-4060	577	14%
Strallo 1	SLU9(all)	-5571	317	6%
Strallo 2	SLU9(all)	-5145	51	1%
Strallo 3	SLU9(all)	-4682	377	8%
Strallo 4	SLU9(all)	-4310	546	13%
Strallo 5	SLU9(all)	-3756	432	11%
Strallo 1	SLU8(all)	-6119	395	6%
Strallo 2	SLU8(all)	-5662	77	1%



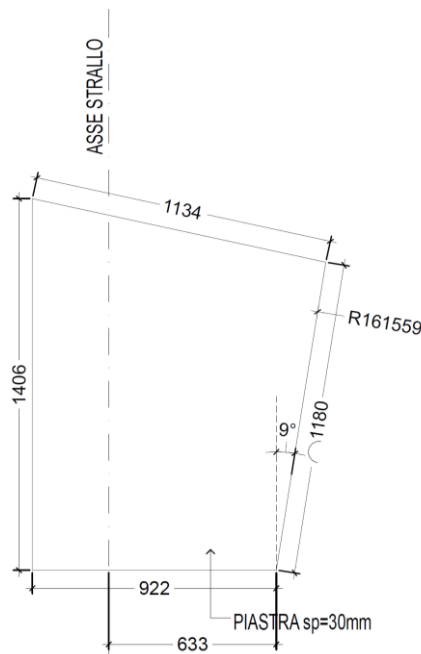
	combo	Fv [KN]	Fh [KN]	Fh/Fv [%]
Strallo 3	SLU8(all)	-5130	483	9%
Strallo 4	SLU8(all)	-4679	715	15%
Strallo 5	SLU8(all)	-4052	571	14%
Strallo 1	SLU10(all)	-5558	314	6%
Strallo 2	SLU10(all)	-5135	47	1%
Strallo 3	SLU10(all)	-4673	370	8%
Strallo 4	SLU10(all)	-4302	540	13%
Strallo 5	SLU10(all)	-3752	428	11%
Strallo 1	SLU11(all)	-5591	319	6%
Strallo 2	SLU11(all)	-5157	54	1%
Strallo 3	SLU11(all)	-4691	383	8%
Strallo 4	SLU11(all)	-4318	550	13%
Strallo 5	SLU11(all)	-3764	433	12%
Strallo 1	SLU12(all)	-5577	316	6%
Strallo 2	SLU12(all)	-5146	49	1%
Strallo 3	SLU12(all)	-4682	376	8%
Strallo 4	SLU12(all)	-4310	544	13%
Strallo 5	SLU12(all)	-3759	430	11%



10 ANCORAGGIO IMPALCATO

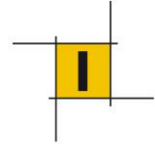
In questo paragrafo si conduce la verifica della saldatura delle scatole di ancoraggio al cassone d'impalcato secondo le NTC18 §4.2.8.2.

Ai fini del calcolo si considera cautelativamente un cordone d'angolo unicamente da un lato del piatto. Si effettua la verifica sull'ancoraggio con la lunghezza di saldatura minore (strallo 5) con il massimo tiro riscontrato nelle analisi, cioè 4600 kN.



Distribuzione delle forze

Posizione asse strallo	h	63.3	cm	
Massima Forza di tiro	T	4600	kN	
teta	θ	9	°	
	T//	4657	kN	
	Torto	728	kN	
Momento piastra	M	2912	kNm	
lunghezza anime	hw	118	cm	
spessore anime	spw	3	cm	
Trazione risultante	Forto	549	kN	<i>per 1 singola anima</i>
Taglio risultante	F//	2329	kN	<i>per 1 singola anima</i>



Verifica delle saldature (cordoni d'angolo)

Sezione di gola

altezza di gola	a	10	mm
lunghezza sald.	l	1180	mm
Tensione tangenziale parallela al cordone	$\tau//$	201	Mpa
Tensione normale ortogonale al piano	σ_{orto}	67	Mpa
Tensione tangenziale ortogonale al cordone	τ_{orto}	33	Mpa
resistenza a rottura S355	ftk	510	Mpa
coeff. rid.	β	0.9	
	γ_{M2}	1.25	
tensione resistente	σ_{Rd}	453	MPa
tensione agente	σ_{Ed}	360	MPa
Fattore di sicurezza	FS	1.3	
Verifica 4.2.8.2 NTC2018		ok	

10.1 VERIFICA A FATICA

Per la verifica a fatica a vita illimitata si procede usando un delta tiro massimo riscontrato negli stralli per il caso di carico relativo al modello per la fatica. Come esplicitato al §9 il massimo delta tiro è pari a 250 kN.

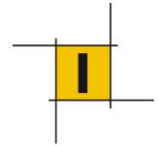
Questo tiro risultato dare una variazione di tensione nella saldatura pari a :

Distribuzione delle forze

Posizione asse strallo	h	63.3	cm	
Massima Forza di tiro	T	250	kN	
teta	θ	9	°	
	$T//$	253	kN	
	Torto	40	kN	
Momento piastra	M	158	kNm	
lunghezza anime	hw	118	cm	
spessore anime	spw	3	cm	
Trazione risultante	Forto	30	kN	per 1 singola anima
Taglio risultante	F//	127	kN	per 1 singola anima

Sezione di gola

altezza di gola	a	10	mm
lunghezza sald.	l	1180	mm



tensione tangenziale parallela al cordone	$\tau//$	11	Mpa
tensione normale ortogonale al cordolo	σ, orto	4	Mpa
tensione tangenziale ortogonale al cordolo	τ, orto	2	Mpa
tensione agente	σ, Ed	20	MPa

La verifica si realizza prendendo a riferimento la classe di dettaglio con $\Delta\sigma_c = 100$ MPa.

100		<p>5) Saldature manuali a cordoni d'angolo o di testa.</p> <p>6) Saldature manuali o automatiche di testa eseguite da un solo lato, in particolare per le travi a cassone.</p>	<p>5), 6) È essenziale un buon contatto fra anime ed ali. Preparare il bordo dell'anima in modo da renderlo idoneo per una regolare penetrazione alla radice senza rottura.</p>
-----	--	--	---

Pertanto abbiamo:

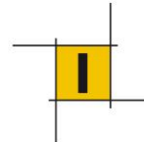
Conseguenze della rottura significative e struttura sensibile	γM_f 1.35
---	-----------------------------

A vita illimitata - modello di carico 1

Classe di dettaglio

$\Delta\sigma_C$	100	Mpa	saldatura automatica di testa eseguita da entrambi i lati
$\Delta\sigma_D$	74	Mpa	Limite di fatica ad ampiezza costante

$\Delta\sigma, \text{max}$	$\Delta\sigma, \text{max, d}$	verifica
20	27	ok



11 MURO DI ANCORAGGIO

La struttura di ancoraggio degli stralli è realizzata da un muro continuo di altezza variabile e spessore 2.3 m alla cui sommità è previsto un allargamento capace di ospitare le testate di ancoraggio dei cavi. Verifiche più dettagliate del muro di ancoraggio sono riportate nella relazione 19-03-01-03-Spalle.

SVILUPPO PARETE 1 Scala 1:100

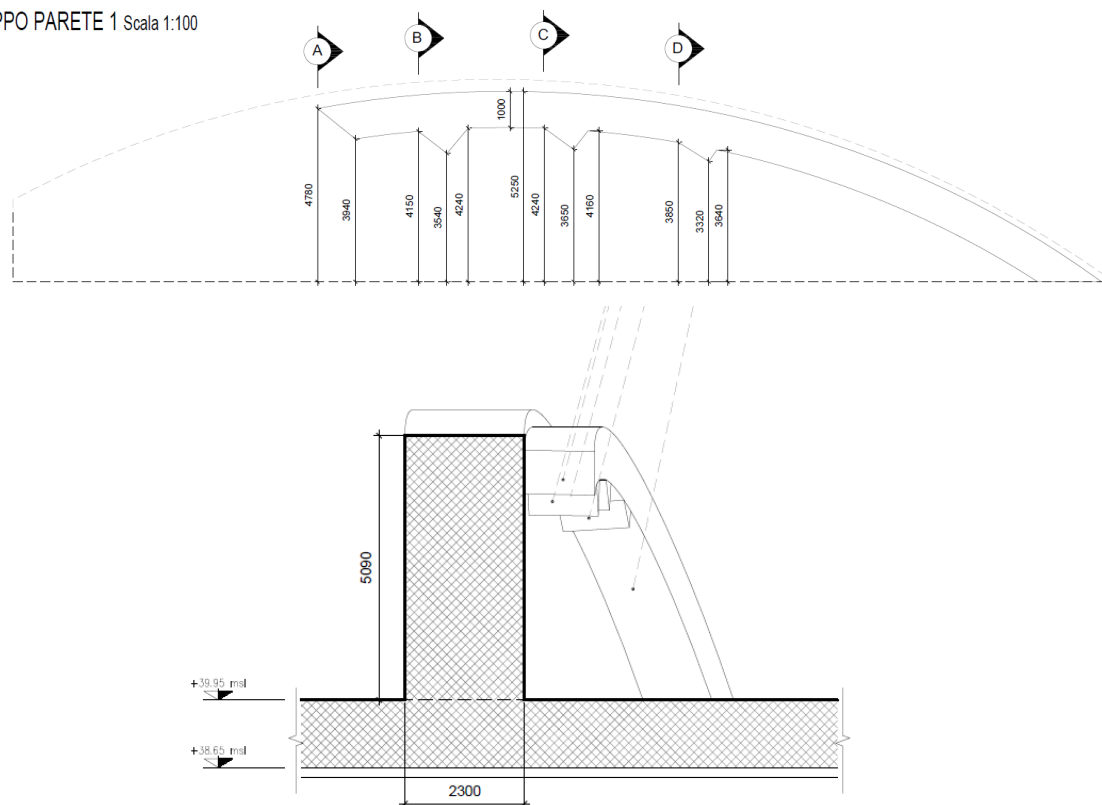
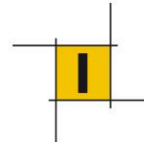


Figura 34: Muro di ancoraggio stralli (da modificare con disegno aggiornati)



11.1.1 Verifica dell'ancoraggio degli stralli

Nella presente sezione si darà evidenza delle verifiche di dimensionamento delle armature in corrispondenza dei bozzi di ancoraggio.

Si prende in esame una geometria tipologica dell'ancoraggio dello strallo così come rappresentata in figura sottostante.

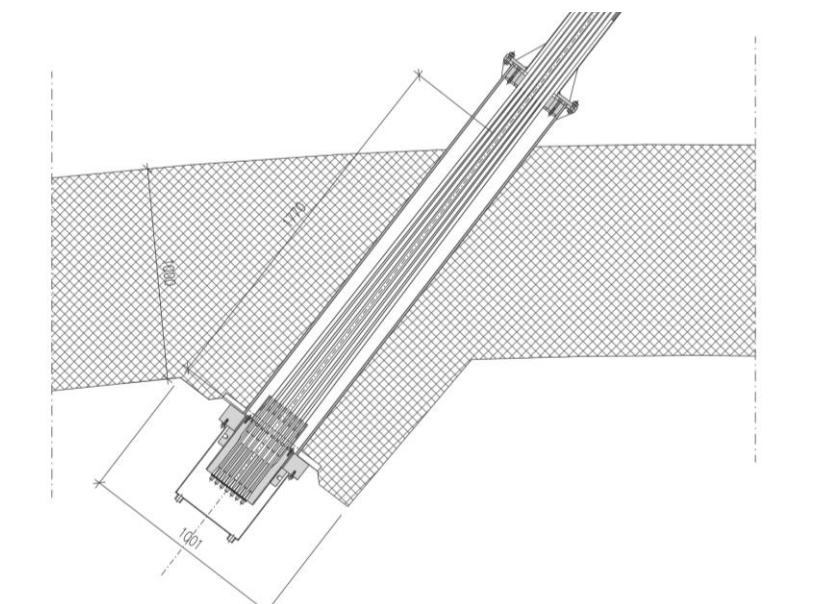


Figura 35: ancoraggio strallo su muro d'ammarro

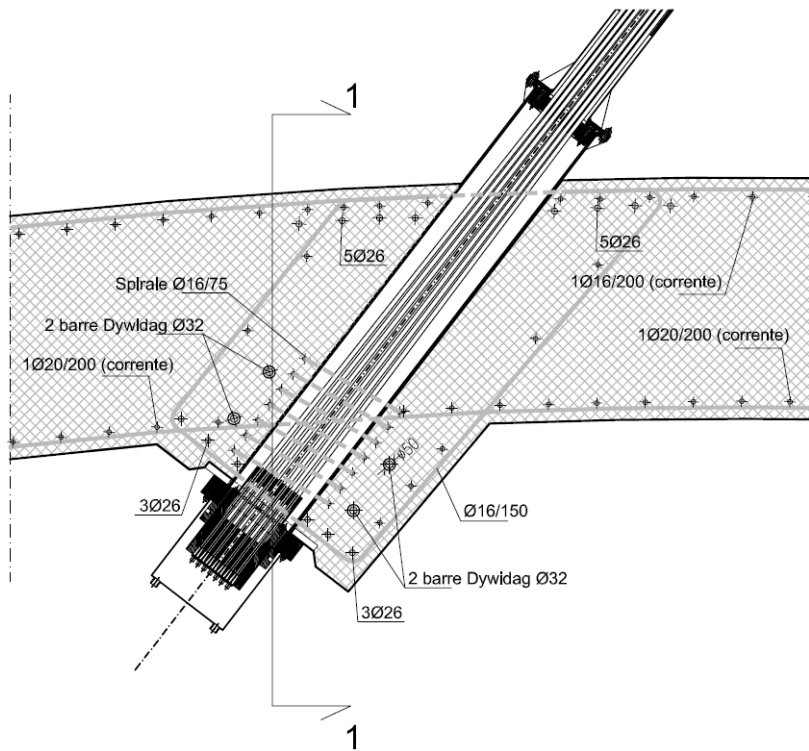
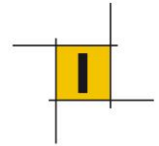
La verifica della zona di ancoraggio viene eseguita mediante un calcolo Strut&Tie.

I valori delle sollecitazioni assunti per il calcolo dell'ancoraggio sono i seguenti:

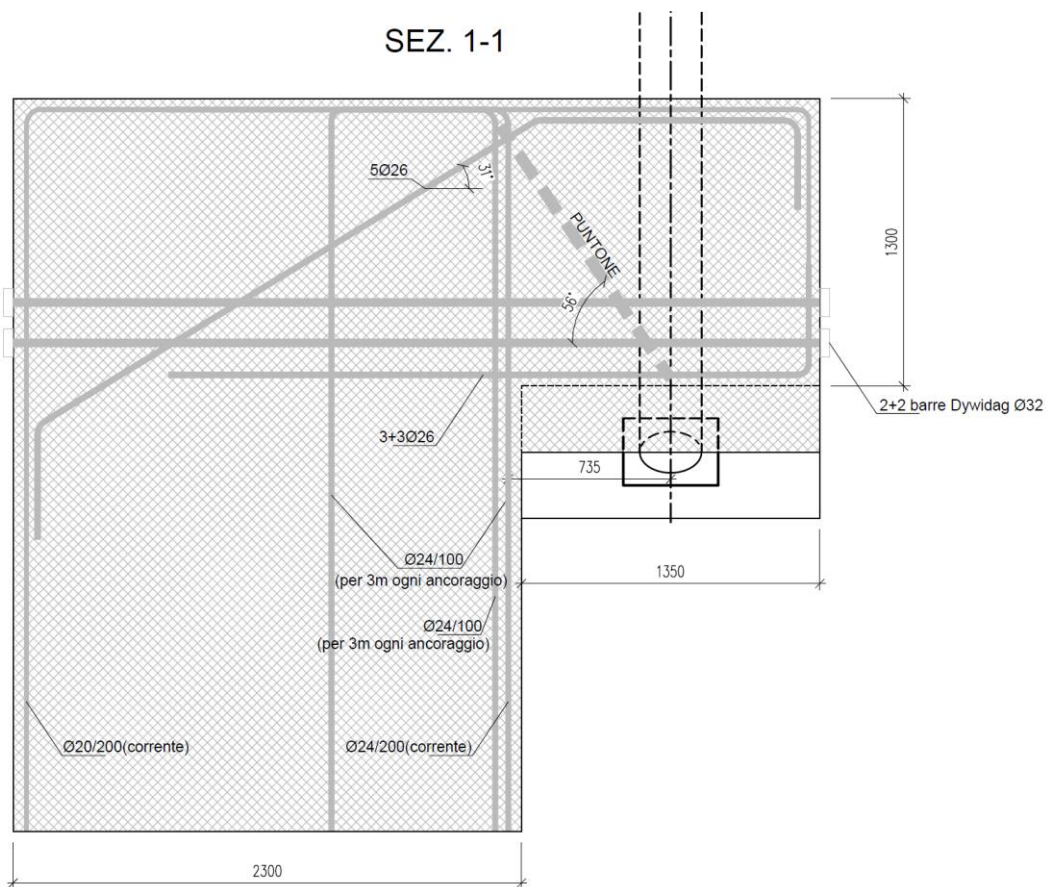
Forza massima strallo SLU $N_{slu} = 4200 \text{ KN}$

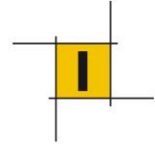
Forza massima strallo SLE $N_{sle} = 3500 \text{ KN}$

Lo schema tirante puntone viene rappresentato nelle immagini sottostanti dove si fornisce anche sommaria indicazione dell'armatura predisposta.



SEZ. 1-1





Angolo inclinazione biella compressa $\alpha = 56^\circ$ ($\tan \alpha = 1.48$)

VERIFICA SLU

Forza di trazione da riprendere con le armature ($T = N / \tan \alpha$)

$$T_{SLU} = 4200 \text{ KN} / 1.48 = 2837 \text{ KN}$$

Nella zona di trazione inferiore vengono disposte:

1) 4 barre precomprese D32 ($A_p = 804 \times 4 = 3216 \text{ mm}^2$)

$$F_{rd,prec} = f_{01} / 1.15 \times A_p = 950 / 1.15 \times 3216 = 2675 \text{ KN}$$

2) 6 ferri d'armatura lenta $\Phi 26$ ($A_s = 503 \times 6 = 3018 \text{ mm}^2$)

$$F_{rd,lenta} = f_{yd} \times A_s = 491 \times 3018 = 1180 \text{ KN}$$

Complessivamente la resistenza vale

$$F_{rd} = 3855 \text{ KN}$$

Le armature sono quindi sufficienti a riprendere l'azione provocata dallo strallo:

$$F_{rd} / T_{slu} = 3855 / 2837 = 1.36 > 1$$

Come ulteriore margine di sicurezza si dispongono all'estremità opposta 5+5 barre $\Phi 26$ sagomate prevedendo un meccanismo di puntone verticale.

Queste ultime possono fornire un incremento di resistenza pari a

$$A_s \times \sin 31 \times f_{yd} = (5+5) \times 530 \times 391 = 2072 \text{ KN}.$$

Si procede infine alla verifica della biella compressa. Si ipotizza una diffusione longitudinale dello sforzo di compressione conservativamente a 45° , pertanto la sezione convenzionale di verifica del cls vale

$$A_c = 0.2 d \times 2d \times \tan 45 = 0.2 \times 1.170 \times 2 \times 1.170 \times 1 = 0.55 \text{ m}^2$$

$$\text{con } d = 0.9 H = 0.9 \times 1.3 \text{ m} = 1.17 \text{ m}$$

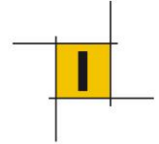
Forza nel puntone:

$$C = N_{SLU} / \sin \alpha = 4200 \text{ KN} / \sin 56^\circ = 5066 \text{ KN}$$

Verifica della sigma di compressione:

$$\sigma_c = C / A_c = 9.2 \text{ Mpa} < 0.6 \times v \times f_{cd} = 10.2 \text{ MPa}$$

$$\text{con } v = 1 - f_{ck} / 250 = 0.86$$



VERIFICA SLE

Le condizioni di esercizio vengono prese in considerazione ai fini della calibrazione del pre-tiro delle barre Dywidag, onde evitare la fessurazione del cls in zona tesa.

Forza di trazione da riprendere con le armature ($T = N / \tan \alpha$)

$$T_{SLE} = 3500 \text{ KN} / 1.48 = 2364 \text{ KN}$$

Si prescrive un precarico nelle 4 barre dywidag D32 ($A_p = 804 \text{ mm}^2$) pari a 600 KN ciascuna (precarico totale 2400 KN), tale precarico è compatibile con l'elemento in questione:

$$\sigma_{pi} = 600 \text{ KN} / 804 \text{ mm}^2 = 746 \text{ MPa} < \sigma_{pi \text{ max}} = 788 \text{ MPa}$$

11.1.2 Verifica della sezione del muro

VERIFICA SLU

Si procede alla verifica dell'armatura di forza verticale della sezione principale del muro di ancoraggio.

Il muro ha una larghezza di 2.3m.

Il momento flettente calcolato con riferimento all'asse della sezione provocato dall'eccentricità del cavo è pari a:

$$M_{Ed} = F_v \times e$$

dato

-Componente verticale del tiro dello strallo pari a ($\alpha_h = 65^\circ$, angolo massimo rispetto all'orizzontale):

$$F_v = N_{slu} \cdot \sin \alpha_h = 4200 \text{ kN} \cdot \sin 65^\circ = 3806 \text{ KN}$$

-Eccentricità del cavo

$$e = 1.350/2 + 2.300/2 = 1.825 \text{ m}$$

si ottiene:

$$M_{Ed} = 6945 \text{ KN m}$$

Infine l'armatura viene progettata assumendo che lo sforzo di trazione coinvolga una lunghezza di muro di 2m. Dalla figura seguente si può osservare che questa lunghezza è conservativa. In effetti assumendo una diffusione a 45° si ottiene che la lunghezza di diffusione della componente verticale è di 2,25m nel caso dello strallo con altezza d'ancoraggio minore (caso peggiore).

Si prevede di disporre 2 strati di ferri $\Phi 24$ passo 10 cm in zona tesa e 1 strato di $\Phi 20$ passo 20 cm in zona compressa.

$$F_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 904 \cdot 2\text{m} / 0.1\text{m} \cdot 391 \text{ Mpa} = 7069 \text{ KN} > T_{Ed}$$

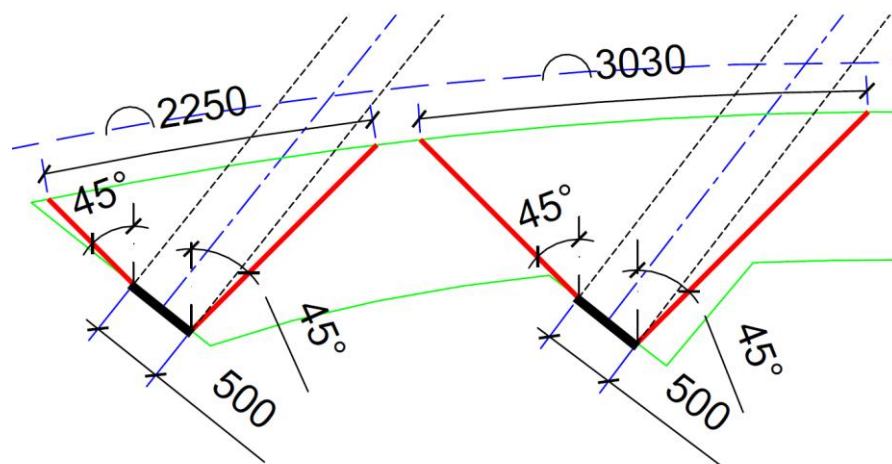
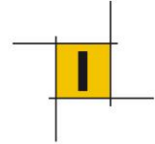


Figura 36 Diffusione (linee rosse) della componente verticale del tiro degli stralli nel muro d'ancoraggio

VERIFICA SLE

Si procede alla verifica a fessurazione della sezione principale del muro di ancoraggio.

Il momento flettente calcolato con riferimento all'asse della sezione provocato dall'eccentricità del cavo è pari a:

$$M_{sle} = F_v \times e$$

dato

-Componente verticale del tiro dello strallo pari a ($\alpha_h = 65^\circ$, angolo massimo rispetto all'orizzontale):

$$F_v = N_{sle} \times \sin \alpha_h = 3500 \text{ kN} \times \sin 65^\circ = 3172 \text{ kN}$$

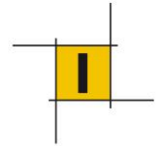
-Eccentricità del cavo

$$e = 1.350/2 + 2.300/2 = 1.825 \text{ m}$$

si ottiene:

$$M_{Ed} = 5789 \text{ kNm}$$

Per la verifica a fessurazione della sezione si è usato il programma VcaSLU di cui si riportano le schermate.



Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione_muro_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	200	230

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	90.48	225
3	90.48	160
4	90.48	220

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -3172 kN
 M_{xEd} 0 5789 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

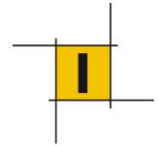
σ_c -3.121 N/mm²
 σ_s 196.6 N/mm²
 ϵ_s 0.9832 ‰
 d 225 cm
 x 43.26 x/d 0.1923
 δ 0.7

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

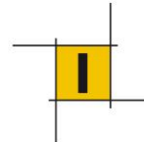
Diagramma di sezione:

Per cui la verifica tensionale e la verifica dell'apertura delle fessure risultano essere:

Rck	45	MPa				
fck	37.35	MPa				
fyk	450	MPa				
σ_c	-3.1	MPa	<	0.45 fck =	-16.81	MPa VERO
σ_s	197	MPa	<	0.8 fyk =	360	MPa VERO
						1
Le verifiche sono soddisfatte.						



	INPUT			OUTPUT		
	R_{ck}	45	Mpa			diff. def. armature-clc
dimensione	h	2300	mm			$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 7.70E-04 -
pos. baric. 1° strato	c_1	52	mm			distanza max fessure
diametro barre 1° strato	\varnothing_1	24	mm			$s_{r,max}$ 312 mm
numero barre 1° strato	n_1	10.000				ampiezza fessure:
pos. baric. 2° strato	c_2	96	mm			w_k 0.240 mm
diametro barre 2° strato	\varnothing_2	24	mm			w_{lim} 0.300 mm
numero barre 2° strato	n_2	10.000	1/m			La verifica è soddisfatta.
pos. baric. 3° strato	c_3	128	mm			
diametro barre 3° strato	\varnothing_3	0	mm			
numero barre 3° strato	n_3	10.000	1/m			
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	d	2226	mm			
	b_{eff}	100	mm			
posizione asse neutro da lembo compresso	x		mm			
Tensione massima barre 1° strato	$\sigma_{s,max1}$	197	Mpa			
Tensione massima barre 2° strato	$\sigma_{s,max2}$	191	Mpa			
	$\sigma_{s,max3}$		Mpa			
altezza efficace	$h_{c,eff}$	185.0	mm			
area efficace relativamente ad una singola barre	$A_{c,eff}$	18500	mm ²			
percentuale di armatura relativa a $A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	0.049				
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	k_t	0.4				
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k_1	0.8				
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k_2	0.5				
	k_3	3.4				
	k_4	0.425				



12 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

In conformità a quanto prescritto in NTC18 §4.2.3.4 si è proceduto a verificare che l'analisi globale della struttura possa essere effettuata con riferimento agli effetti del primo ordine (ovvero basata sulla configurazione indeformata della struttura).

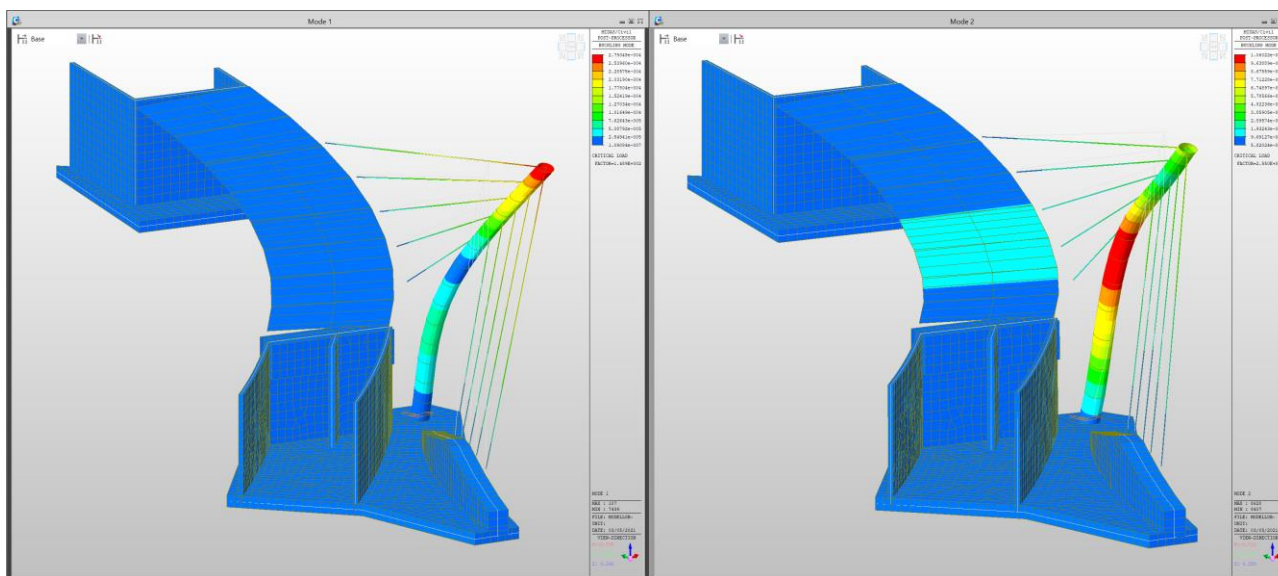
Tale condizione risulta verificata quando:

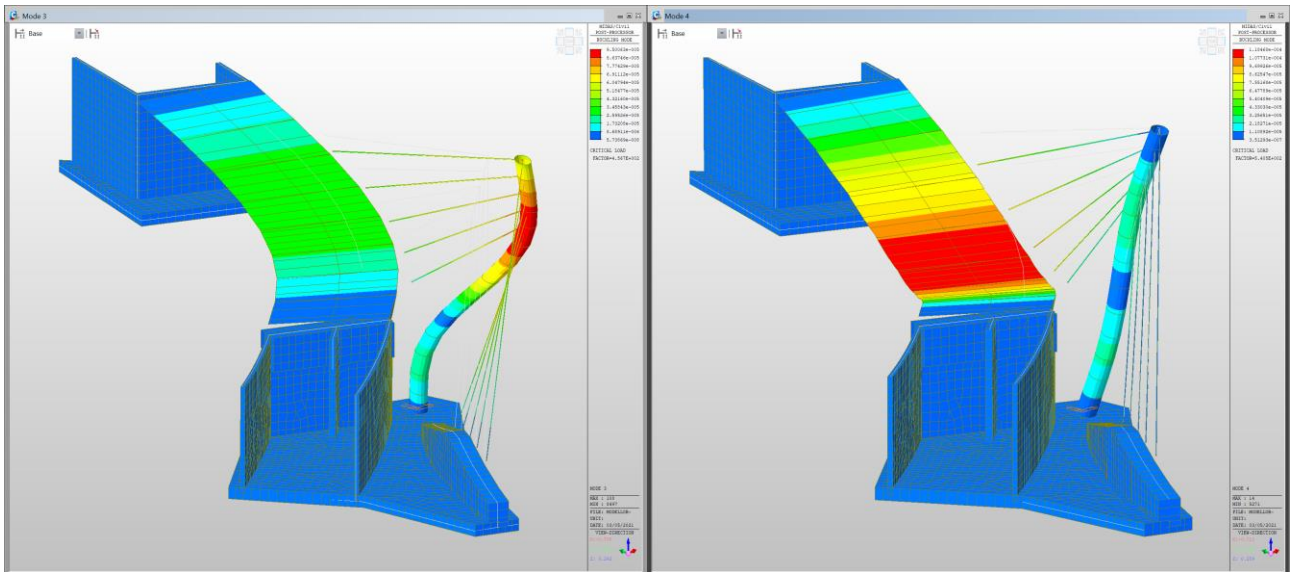
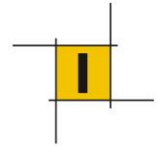
$$\alpha_{cr} > 10 \text{ (analisi elastiche)}$$

dove con α_{cr} si intende il moltiplicatore dei carichi di progetto che determina il raggiungimento dell'instabilità della struttura.

È stata condotta pertanto un'analisi di buckling agli autovalori con riferimento ai carichi statici presenti sul ponte (parte stazionaria) e ad i carichi variabili da traffico (parte variabile). L'analisi di buckling fornisce il moltiplicatore della parte di carico variabile (traffico) che determina l'instabilità della struttura, ovvero l'annullamento della matrice di rigidezza elastica della struttura.

Si riportano di seguito le prime quattro forme modali di buckling.





Le deformate critiche sono caratterizzate da un modo dominante relativo alla torre strallata e, con la progressione dei modi, all'impalcato.

modo	α_{cr}
1	149
2	255
3	456
4	541

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta in quanto il moltiplicatore dei carichi più basso vale

$$\alpha_{cr} = 149 > 10$$