

Tel.: 045/990691 - Fax: 045/990691 - e.mail: info@intech-net.it

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	WBS 01 – INTERVENTI CONNESSI ALLA COSTRUZIONE DEL NUOVO PONTE	4
1.1.1.	PIATTAFORMA STRADALE.....	4
1.1.2.	IMPALCATO	5
1.1.3.	SOTTOSTRUTTURE - SPALLE E FONDAZIONI.....	5
1.1.1	WBS 0.2 – INTERVENTI DI RIPROFILATURA E RISAGOMATURA DELL'ALVEO PROGNO AVESA.....	7
1.1.4.	CONSOLIDAMENTO MURI ARGINALI ESISTENTI.....	8
1.2	CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA CLASSE D'USO.....	9
2	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	10
2.1	RILEVAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO	10
2.1.1	UNITÀ LITOTECNICHE E VALORI DI CARATTERIZZAZIONE	10
2.2	QUOTA DI FALDA	11
2.1	ASPETTI GEODINAMICI E SISMICITÀ.....	12
2.2	LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	12
3	NORMATIVE.....	14
4	LICENZE DI CALCOLO E VERIFICA.....	14
5	MATERIALI	15
5.1	CALCESTRUZZI.....	15
3.1.1	CALCESTRUZZO MAGRO PER SOTTOFONDO	15
5.1.1	5.2.2 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE, RIVESTIMENTI E, MURI DI SOSTEGNO:	15
3.1.2	CALCESTRUZZO SOLETTA IMPALCATO E BAGGIOLI:.....	15
3.1.3	CALCESTRUZZO PER PALI:.....	15
3.2	ACCIAIO	15
3.2.1	ACCIAIO PER C.A.....	15
6	ANALISI DEI CARICHI	16
6.1	SISMA.....	16
6.1.1	GENERALITÀ E DATI ASSUNTI	16
6.1.2	DURABILITÀ DELLE STRUTTURE.....	17
7	WBS 01 – INTERVENTI CONNESSI ALLA COSTRUZIONE DEL NUOVO PONTE	18
7.1	ANALISI DEI CARICHI.....	18
7.1.1	PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G_1)	18
7.1.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2).....	18
7.1.3	EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E_3)	18
7.1.3.1	VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE	18
7.1.3.2	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME	18
7.1.4	CARICHI MOBILI (Q_1).....	18
7.1.4.1	SCHEMI DI CARICO	19
7.1.4.2	DISPOSIZIONE DELLE CORSIE DI CARICO	20
7.1.5	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q_3).....	22
7.1.6	AZIONE DEL VENTO (Q_5).....	22

7.1.6.1	VELOCITÀ DI RIFERIMENTO	22
7.1.6.2	PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO	22
7.1.6.3	PRESSIONE DEL VENTO	23
7.1.6.4	AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO.....	23
7.1.6.5	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE	23
7.1.6.6	COEFFICIENTI DI FORMA	24
7.1.6.7	AZIONE DA VENTO	25
7.1.7	RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q ₇).....	25
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO	25
7.2.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	25
7.2.2	GENERALITÀ	26
7.2.3	STATI LIMITE ULTIMI	28
7.2.4	COMBINAZIONI DI CARICO CONSIDERATE	29
7.3	MODELLI NUMERICI DI CALCOLO.....	29
7.3.1	SOFTWARE DI CALCOLO.....	29
7.3.2	CONVENZIONE DEI SEGNI.....	29
7.3.3	MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE	33
7.3.4	ANALISI EFFETTUATE	35
7.4	ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE DELL'IMPALCATO	35
7.4.1	TRAVI PRINCIPALI IMPALCATO.....	35
7.4.1.1	SOLLECITAZIONI	35
7.4.1.2	DEFORMAZIONI	40
7.4.1.3	VERIFICHE.....	41
7.5	SPALLA TIPO E SOTTOSTRUTTURE PONTE.....	46
7.5.1	SPALLE	47
7.5.1.1	SOLLECITAZIONI	47
7.5.1.2	VERIFICHE.....	51
7.5.2	PALI TRIVELLATI CFA600.....	53
8	WBS 0.2 – INTERVENTI DI RIPROFILATURA E RISAGOMATURA DELL'ALVEO	
	PROGNO AVESA	57
8.1	ANALISI DEI CARICHI.....	57
8.1.1.1	CARICHI PERMANENTI	57
8.1.1.2	CARICHI ACCIDENTALI	57
8.1.1.3	SPINTA IDRAULICA INTERNO ALVEO	58
8.1.1.4	SPINTA DELLE TERRE	58
8.1.1.5	SISMA.....	58
8.2	MODELLO CON MURO A VASCA H= 3.80 M.....	60
8.2.1.1	ARMATURA DISPOSTA	60
8.2.1.2	SOLLECITAZIONI	63
8.2.1.3	VERIFICHE STRUTTURALI - TASSO DI SFRUTTAMENTO.....	69
8.3	FASCICOLO DEI CALCOLI	71
8.3.1	VERIFICHE SU ELEMENTI TIPO BEAM - TRUSS	71
8.3.1.1	DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA	71
8.3.2	VERIFICHE T.A.-S.L.E.	72
8.3.2.1	VERIFICA DI RESISTENZA “~PRESSO FLESS.CA SLE RARE”	74
8.3.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA-FESSURAZIONE “~PRESSO FLESS.CA SLE Q.PERM”	75
8.3.2.3	VERIFICA DI FESSURAZIONE “~PRESSO FLESS.CA SLE FREQ.”	77
8.3.3	VERIFICHE S.L.U. GENERICHE/C.A.....	79
8.3.3.1	VERIFICA DI RESISTENZA “~PRESSO FLESS.CA SLU”	80

8.3.4	VERIFICHE SU ELEMENTI TIPO SHELL	82
8.3.4.1	DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA	82
8.3.5	VERIFICHE T.A.-S.L.E.	83
8.3.5.1	VERIFICA SHELL DI RESISTENZA “~PRESSOFLESS.CA SLE RARE”	84
8.3.5.2	VERIFICA SHELL DI RESISTENZA-FESSURAZIONE “~PRESSOFLESS.CA SLE Q.PERM” 85	
8.3.5.3	VERIFICA SHELL DI FESSURAZIONE “~PRESSOFLESS.CA SLE FREQ.”	87
8.3.6	VERIFICHE S.L.U.	88
8.3.6.1	VERIFICA PER ELEMENTI IN C.A.	88
8.3.6.2	VERIFICA SHELL DI RESISTENZA “~PRESSOFLESS.CA SLU”	88

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il progetto per la realizzazione di un nuovo ponte stradale per l'attraversamento dell'alveo del Progno di Avesa e per il ripristino della continuità di Via Camposanto nella frazione di Avesa del Comune di Verona, interrotta a seguito della chiusura del guado da parte della Regione Veneto- Geno Civile di Verona.

Il Comune di Verona ha incarico lo studio INTECH Ingegneri Associati per la redazione del progetto e per la Direzione dei Lavori dell'opera.

In particolare la presente relazione riguarda gli interventi che necessitano di opere strutturali con particolare riferimento a:

1.1 WBS 01 – INTERVENTI CONNESSI ALLA COSTRUZIONE DEL NUOVO PONTE

Gli interventi prevedono l'attraversamento del torrente Avesa tramite la realizzazione di un tratto stradale con carreggiata stradale a senso unico di marcia di larghezza pari a $3.50+0.50+0.50$ m di banchina per un totale carrabile di 4.50 m.

Gli interventi sono classificabili nelle seguenti categorie di lavori:

- WBS 01.1 - Realizzazione Spalle e relative fondazioni dirette e indirette
- WBS 01.2 – Realizzazione Impalcato
- WBS 01.3 – Rampe
- WBS 01.4 - Pavimentazioni, segnaletica
- WBS 01.5 - Illuminazione pubblica
- WBS 01.6 - Recinzioni parapetti
- WBS 01.7 - Rete raccolta e smaltimento - acque meteoriche
- WBS 01.8 - Spostamento sottoservizi

Nella presente relazione si trattano le opere strutturali oggetto dell'intervento.

1.1.1. PIATTAFORMA STRADALE

Un cordolo di larghezza 0.50 m separa la carreggiata dalla pista ciclopedonale di larghezza pari a 2.50 m. Sull'altro lato invece è previsto un marciapiede di servizio rialzato di larghezza pari a 1.20 m. Completa la piattaforma i parapetti laterali fissato su cordolo in c.a. spessore 25 cm.

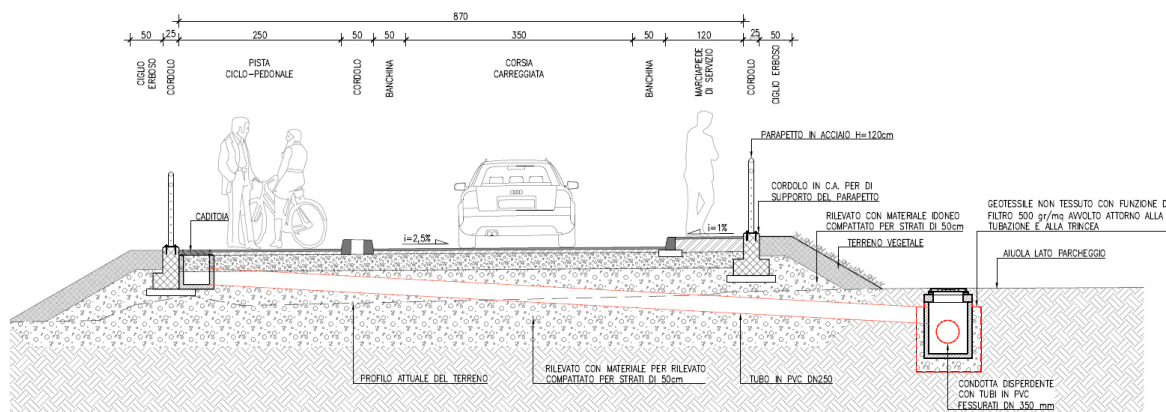


Figura 1 - Sezione tipologica

1.1.2. IMPALCATO

L'impalcato stradale è costituito da 7 travi prefabbricate in c.a. di dimensioni pari a 120x55 cm e da una soletta collaborante di spessore 25 cm. La larghezza della piattaforma è la medesima della sezione su rilevato.

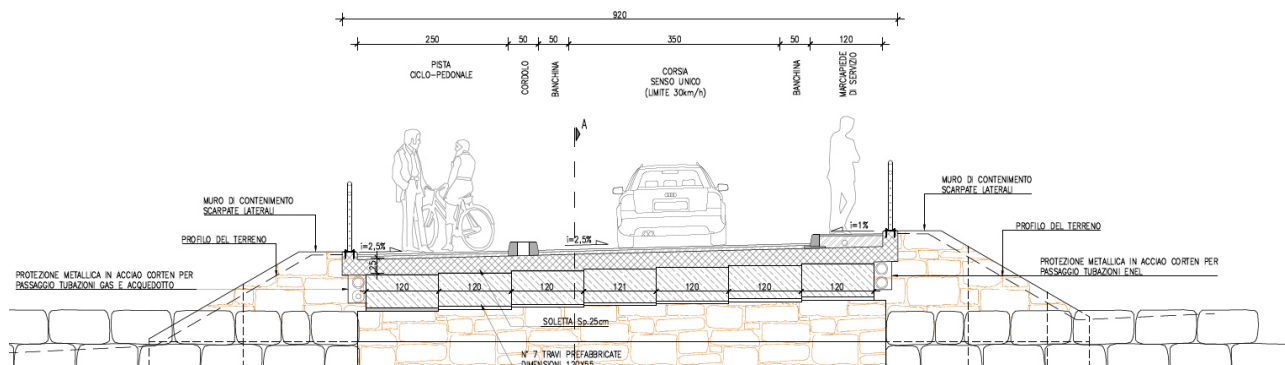


Figura 2 - Sezione impalcato

1.1.3. SOTTOSTRUTTURE - SPALLE E FONDAZIONI

Le spalle sono realizzate in opera in c.a. con paramento interno all'alveo avente la medesima pendenza dell'attuale sezione idraulica del progno Avesa. La scelta è motivata dalla necessità di non creare discontinuità idrauliche che porterebbero generare moti turbolenti locali od ostacoli al regolare deflusso delle acque in alveo.

Il paramento verticale lato alveo verrà rivestito in pietra locale per dare continuità estetica con le opere esistenti a monte e a valle

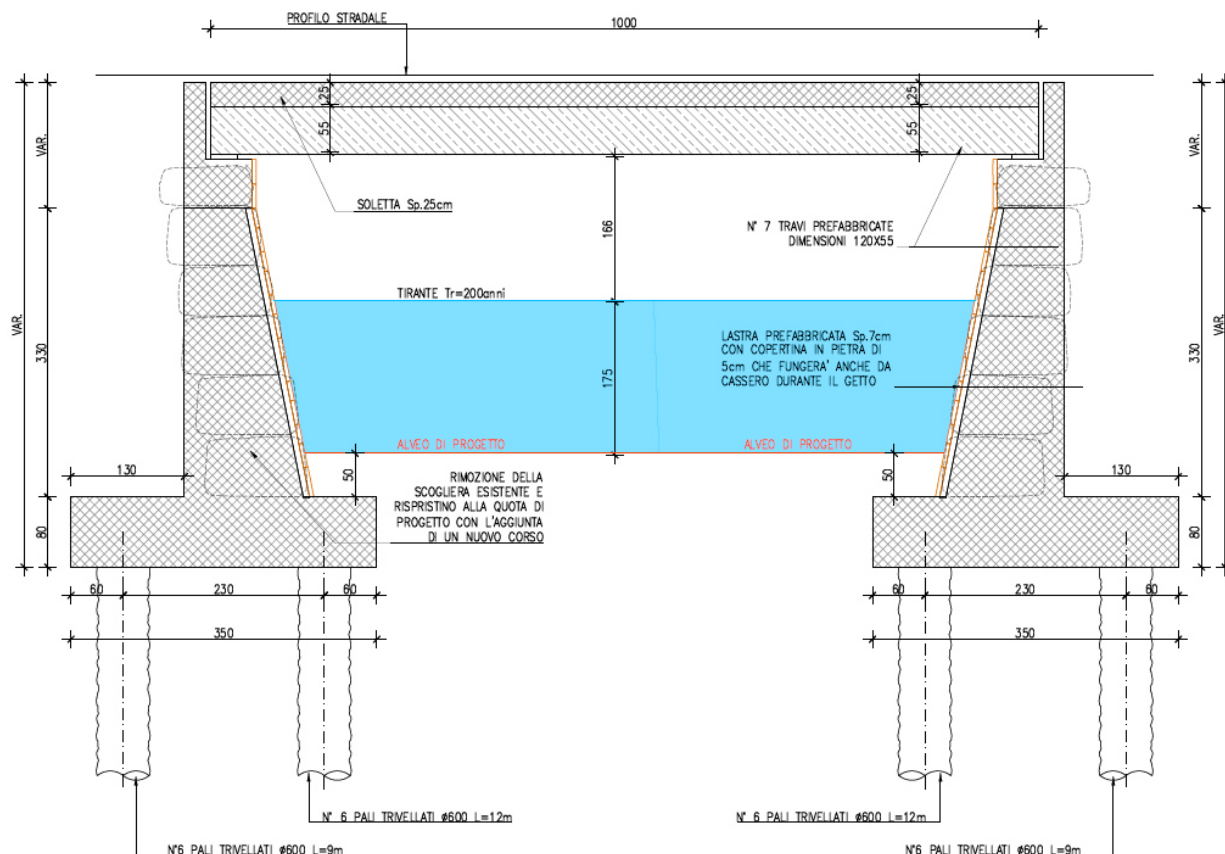


Figura 3 - Sezione trasversale ponte

La suola di fondazione su pali ha dimensioni di 3.50x0.80 m e lunghezza 10.50 m.

I pali sottostanti in c.a. hanno diametro pari a 60 cm e sono disposti a quinconce ad interasse dei 1.0 m. La fila anteriore lato alveo ha lunghezza pari a 12 m mentre quella posteriore ha lunghezza pari ad 9.0 m.

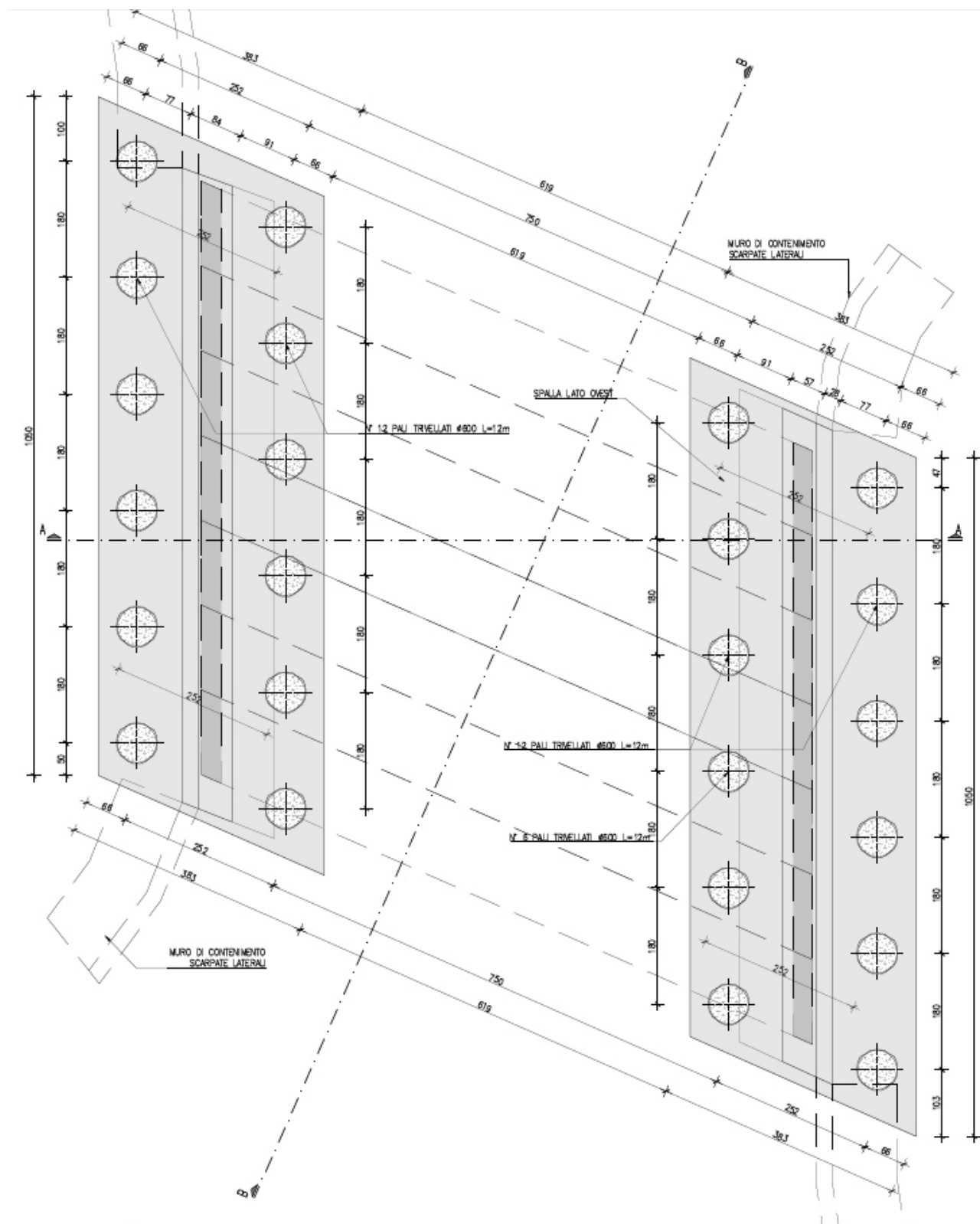


Figura 4 - pianta fondazioni

1.1.1 WBS 0.2 – INTERVENTI DI RIPROFILATURA E RISAGOMATURA DELL'ALVEO PROGNO AVESA

Gli interventi prevedono la riprofilatura con abbassamento di un tratto d'alveo della lunghezza pari a circa 90 metri a valle del ponte e circa 20 metri a monte.

A monte del ponte verrà realizzata una briglia e controbriglia venti lo scopo di abbassare il fondo e stabilizzarlo prima del ponte. Il tirante idraulico per effetto di quest'opera subirà un abbassamento necessario ad impostare il ponte ad una quota minore con minori rilevati sulla livelletta stradale.

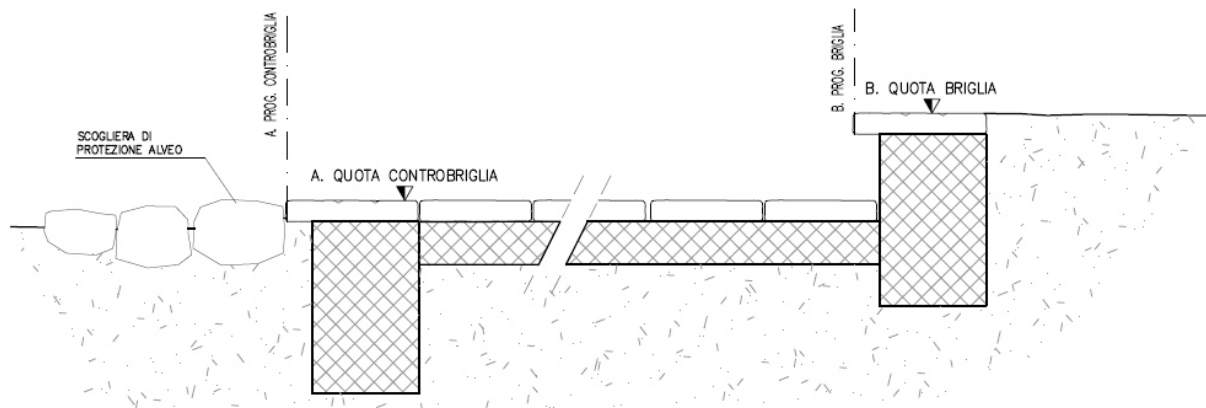


Figura 5 - briglia e controbriglia

In corrispondenza del ponte è prevista una scogliera per la protezione dell'alveo

A valle del ponte è previsto un intervento di risagomatura con abbassamento di circa 50 cm del fondo alveo e allargamento della sezione d'alveo con regolarizzazione mediante il rifacimento dei muri spondali in destra idraulica.

In sinistra alveo invece si prevede la sottomurazione dei muri arginali esistenti tramite una fondazione continua in c.a. collegata da traversi ai muri arginali in destra. L'interasse dei traversi è pari a circa 10 m.

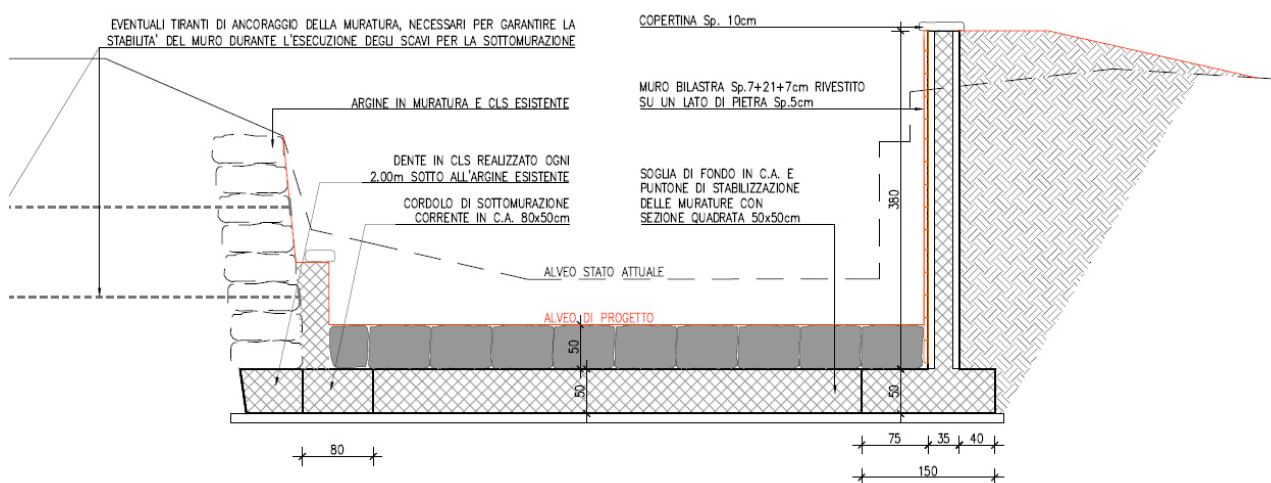


Figura 6 - Sezione trasversale

Gli interventi sono classificabili nelle seguenti categorie di lavori:

- WBS 02.1 - Abbassamento alveo, sottomurazioni e puntoni
- WBS 02.2 – Briglie
- WBS 02.3 - Nuovi muri spondali
- WBS 02.4 - Gestione dei materiali di scavo

Nella presente relazione si trattano le opere strutturali oggetto dell'intervento.

Per la realizzazione del paramento saranno forniti dei premuri con bilastra con uno spessore pari a $5+7+21+7=40$ cm. I muri saranno rivestiti con pietra di Trani spessore 5 cm, posta in alto-rilievo con fugatura rientrante. I premuri saranno dotati di piedini e saranno posati direttamente sullo strato di magrone prima della realizzazione delle fondazioni. Il getto della fondazione dovrà garantire il "giunto in umido" del premuro.

L'altezza del paramento delle lastre utilizzate nel concio in appalto è pari a 380 cm. A quest'altezza si aggiungerà l'altezza del piedino pari a 50 cm.

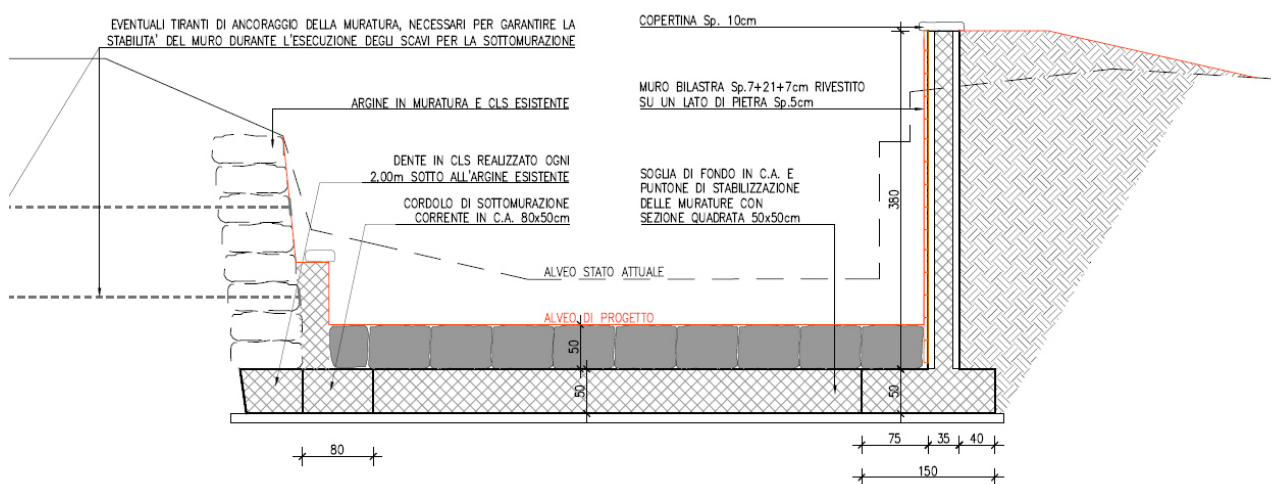


Figura 7: Ri-sagomatura alveo - Sezione tipologica in appalto

Il fondo sarà stabilizzato con una successione di soglie di fondo realizzate con 9 travi in cemento armato 80x50 cm rivestite in testa con lastre di pietra calcarea compatta e non geliva dello spessore pari a 50 cm e fissate alla trave con barre in acciaio. Le soglie avranno un interasse medio di circa 10 metri.

Tra due soglie successive il fondo verrà rinterrato con materiale ghiaioso proveniente dagli scavi.

1.1.4. CONSOLIDAMENTO MURI ARGINALI ESISTENTI

In fase di sottomurazione potrebbe esserci la necessità di prevedere il consolidamento di alcuni tratti dei muri arginali in sinistra idraulica qualora la natura e consistenza degli stessi sia ritenuta non accettabile sia da un punto di vista strutturale o geotecnico legato alla stabilità dell'opera esistente.

Il consolidamento quindi è necessario anche per permettere di svolgere in sicurezza le operazioni di sottomurazione da parte gli addetti ai lavori.

Il consolidamento è previsto con l'utilizzo di mini ancoraggi in acciaio tipo URETEK o similare iniettati con resine poliuretaniche .

La lavorazione seguirà i seguenti passaggi:

- Perforazione a rotopercolazione con diametro compreso tra 14 e 35 mm ed inclinazione compresa tra 5° e 30° rispetto all'orizzontale nel terreno a tergo dell'opera di contenimento
- Posa in opera a mano o a percussione di ancoraggi in acciaio fino alla lunghezza di progetto
- Iniezione degli ancoraggi con resine poliuretaniche
- Ancoraggio della testa sulla superficie dell'opera di contenimento mediante profili UPN e piastra metallica, cuneo di bloccaggio ed eventuale tesatura

Si ritiene utile usare tale tecnologia in quanto le attrezzature e i materiali sono trasportabili a mano e permettono interventi in zone impervie o in spazi angusti. L'intervento inoltre è immediato ed efficace, grazie all'utilizzo della resina espandente Uretek Geoplus, che polimerizza in pochi secondi. Possibilità di tesatura dopo poche ore dalle iniezioni di bloccaggio

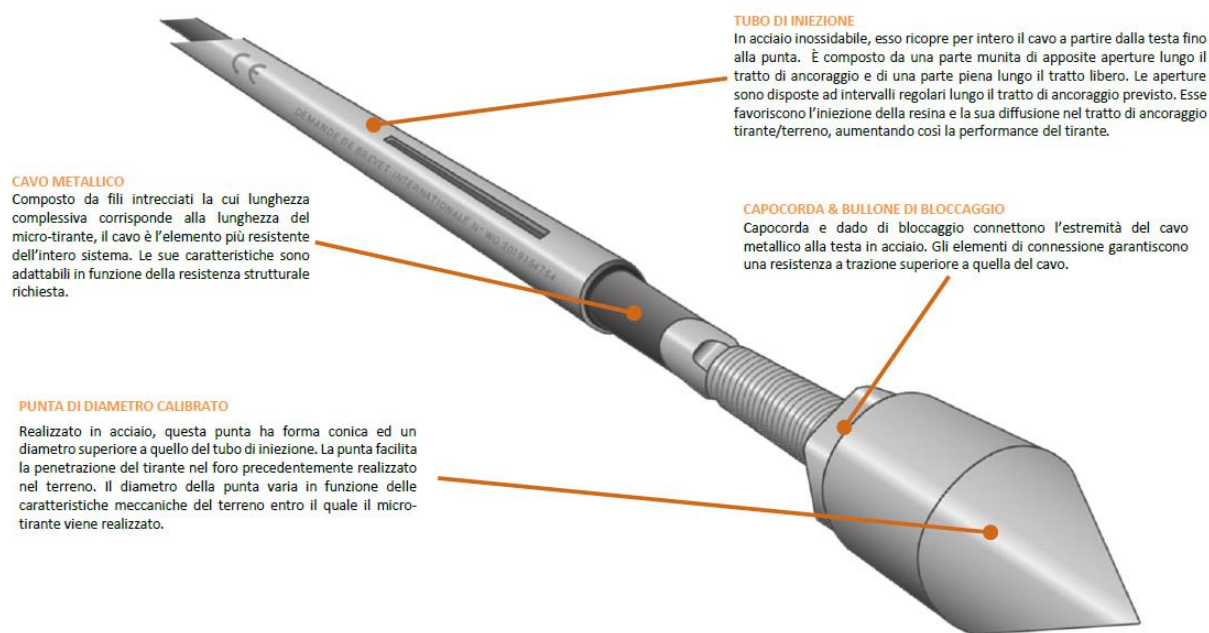


Figura 8 - Informazioni esemplificative tipologia di URETEK MICROANCHORS

1.2 CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA CLASSE D'USO

Con riferimento al DM 17/01/2018 si prevede che l'opera ricada in classe d'uso III: *“Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.”*

Si prevede una vita nominale $V_N=50$ anni pertanto si ottiene $V_R= V_N \times C_u = 75$ anni

Dal punto di vista sismico la il sottosuolo è classificabile in categoria C e il sito in categoria topografica T1.

2 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

La relazione geologica allegata al progetto, edita dal Dott. Geol. Muro Mancini E dal Dott. Geol. Michele Gruzzoli, costituisce documento di riferimento per la verifica geotecnica e strutturale delle fondazioni.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica menzionata.

2.1 RILEVAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

Per la definizione dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione e la misura della quota di soggiacenza della falda è stata eseguita una campagna di indagine costituita da n.2 prove penetrometriche di tipo dinamico (DIN1-2) e da 1 scavo geognostico esplorativi per la verifica in sito dei materiali presenti; l'indagine penetrometrica è stata approfondita fino a circa -13 m, alla quale si è verificato il rifiuto ad infissione a causa dell'elevato grado di addensamento del materiale intercettato (ghiaie s.l.).



Figura 9 - posizionamento prove penetrometriche

2.1.1 UNITÀ LITOTECNICHE E VALORI DI CARATTERIZZAZIONE

L'indagine strumentale per la caratterizzazione geotecnica dell'area ha rilevato la presenza di depositi alluvionali medio-fini (limi argillosi – sabbiosi) almeno fino alla profondità di ca.

10 m da p.c.; tali depositi, a comportamento coesivo, sono caratterizzati da resistenza geomeccanica medio-bassa

Oltre i 10 m da p.c. sono stati intercettati sedimenti prettamente granulari (sabbie limose e sabbie) con caratteristiche di resistenza da sufficienti a buone e grado di addensamento crescente con la profondità almeno fino alla quota max raggiunta di circa -13 m. A lato si riporta il diagramma di resistenza dinamica alla punta (Rpd) dove la lunghezza delle barre è proporzionale alla resistenza del materiale intercettato.

Di seguito si riassumono i parametri geotecnici medi delle unità litotecniche presenti in loco, ottenuti dalle elaborazioni delle prove penetrometriche secondo vari autori; in assenza di prove geotecniche di laboratorio eseguite su campioni indisturbati, i valori assegnati mantengono un carattere orientativo ma trovano riscontro nella letteratura geotecnica.

PROFONDITÀ (m da p.c.)	LITOLOGIA ORIENTATIVA	c_u	c'	ϕ'	E'	M_o	Y
<i>p.c. a - 0,80</i>	<i>Terreno vegetale</i>	--	--	--	--	--	--
<i>-0,80 – 10,00</i>	<i>Limi argillosi – sabbiosi</i>	<i>40 kPa</i>	<i>10 kPa</i>	<i>26°</i>	<i>180 Kg/cm²</i>	<i>40 Kg/cm²</i>	<i>16 KN/m³</i>
<i>-10,00 – 13,00</i>	<i>Sabbie limose e sabbie</i>	<i>60 kPa</i>	--	<i>28°</i>	<i>250 Kg/cm²</i>	<i>50 Kg/cm²</i>	<i>17 KN/m³</i>

2.2 QUOTA DI FALDA

Alla data delle indagini geotecniche (16.04.2024) la falda non è stata rilevata almeno fino alla profondità di ca. 3/4 m da p.c. attuale. Secondo le informazioni riportate nella Carta Idrogeologica del Comune di Verona (reperibile on-line sulla piattaforma SIGI, Sistema Informativo Geografico Integrato), il lembo in esame è caratterizzato da valori di soggiacenza della falda compresi tra 5 e 10 m da piano campagna.

Estratto da Carta
Idrogeologica

Profondità falda

■ >10 m

■ 5÷10 m

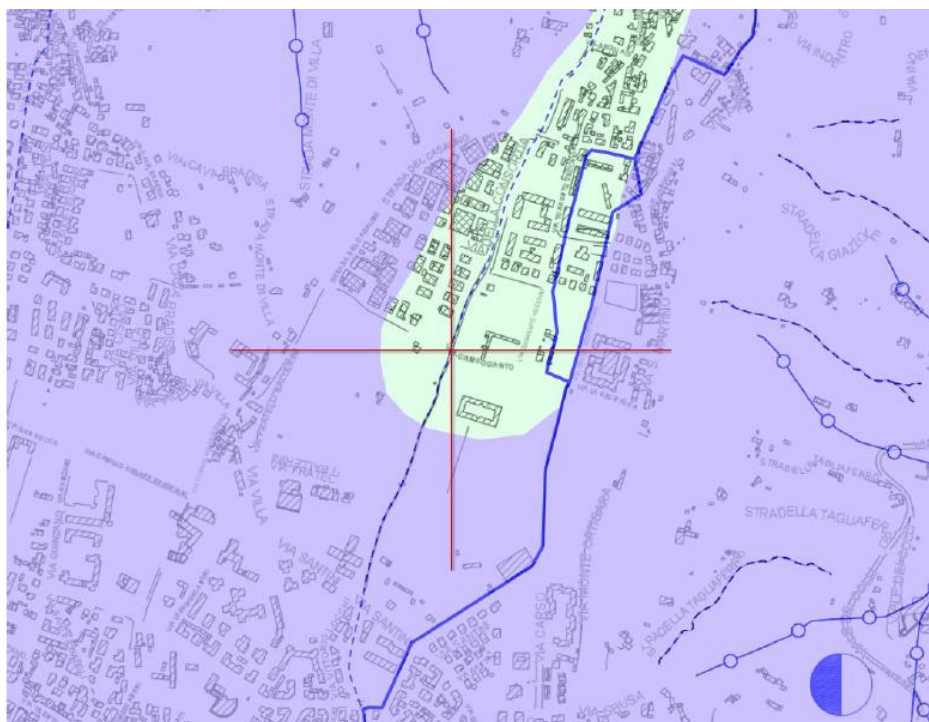
■ 2÷5 m

■ 0÷2 m

— corso d'acqua
permanente

--- corso d'acqua
temporaneo

+ Sito intervento



2.1 ASPETTI GEODINAMICI E SISMICITÀ

Le rilevazioni hanno consentito di stimare il valore di V_{S30} mediante l'inversione dei valori H/V (spessore strato/ velocità) a partire dalla misura delle frequenze del micro-tremore comprese nell'intervallo 0,1 ÷ 200 Hz.

Il valore di $V_{S30} = 271$ m/s ci permette di classificare i terreni come:

Categoria suolo di fondazione: C – *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 ÷ 360 m/sec.*

2.2 LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

La liquefazione denota una diminuzione di resistenza al taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno; in questo contesto il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa. Secondo quanto disposto dalle NTC (rif. 7.11.3.4 *Stabilità nei confronti della liquefazione*) riguardo al rischio di liquefazione in presenza di terreni saturi prevalentemente sabbiosi, tale verifica può essere omessa qualora sussista almeno una delle seguenti condizioni:

1. *accelerazione max attesa al suolo $a_g < 0,100$ g;*
2. *profondità media stagionale della falda > 15 m da piano campagna;*

3. *sabbie pulite con resistenza $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$; i precedenti termini, relativi rispettivamente a risultanze di prove dinamiche e di prove statiche, si riferiscono a valori di resistenza normalizzati ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;*
4. *distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle Fig. 7.11.1(a) e (b) delle NTC.*

La profondità media della falda (>15 m) soddisfa il precedente punto 2, pertanto non risulta necessario procedere alla verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica sopra menzionata.

3 NORMATIVE

La presente relazione e le verifiche degli elementi strutturali sono state redatte nel rispetto della normativa vigente, con particolare riferimento a:

- Legge 5/11/1971, n. 1086 -: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- DM 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circ. n° 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell' “Aggiornamento “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018;

4 LICENZE DI CALCOLO E VERIFICA

Lo studio per la progettazione strutturale si avvale di software regolarmente licenziati e di file di calcolo sviluppati internamente allo studio INTECH:

- n° 1 licenza di Straus 7 - Versione 2.4 e 3.1 della G+D Computing. Licenza n° USBPLN1
- n° 1 licenza LUDI 1.8 (Postprocessore di Straus 7 per il dimensionamento delle strutture a telaio in c.a.) Licenza n° USBPLN1;
- n° 1 licenza CMP 36.0 (Software per il dimensionamento delle strutture in c.a., in acciaio e legno) Licenza n° NAM01733;
- n° 1 licenza CMP 36.0 (Software per il dimensionamento delle strutture in c.a., in acciaio e legno) con solutore XFINEST Licenza n° 7647;
- n° 1 licenza Namirial CPI Win REI (Software per il calcolo a fuoco delle strutture in c.a., in acciai, legno e muratura) Licenza n° NAM01733;
- n° 1 licenza Idea Statica 23.1 (Software per il calcolo di connessioni in acciaio agli elementi finiti) Licenza n° 9893-DF81-A37D-445F-CA0E;
- n° 2 licenze di CARL v.16.0 – Aztec (Calcolo delle fondazioni) Licenza n°AIU5506YY;
- n° 2 licenze di MAX v.16.0 – Aztec (Calcolo di muri di sostegno) Licenza n°AIU5506YY;
- n° 2 licenze di SCAT v.14.0 – Aztec (Calcolo di strutture scatolari) Licenza n°AIU5506YY;
- n° 2 licenze di STAP v.16.0 – Aztec (Stabilità dei pendii) Licenza n°AIU5506YY;
- n° 2 licenze di GRETA v.16.0 – Aztec (Terre rinforzate) Licenza n°AIU5506YY;
- n° 2 licenze di PAC 3D v.16.0 – Aztec (Paratie con modelli 3D) Licenza n°AIU5506YY
- n° 1 licenza concrete BEAM CAD 21.6 e ThermoCAD 6.1 per dimensionamento di travi e solai con verifiche al fuoco Licenza n° SN 9331530.

- vari software sviluppati internamente programmati in ambiente di automazione Visual Basic ed Excel - Licenze n° MXNWY-762B9-B6C37-9R9G8-D9M3P - TGQHN-TRVWT-BQ9D9-QCF4T-4M6K2 - 4J7N3-RWD3M-9FX3B-X6GBM-VQW92

5 MATERIALI

Per la realizzazione delle opere oggetto della presente relazione sono previsti i seguenti materiali:

5.1 CALCESTRUZZI

3.1.1 CALCESTRUZZO MAGRO PER SOTTOFONDO

Classe di resistenza a compressione $C_{f_{ck,cyl}/R_{ck,cub}}$ C12/15

5.1.1 5.2.2 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE, RIVESTIMENTI E, MURI DI SOSTEGNO:

Classe di resistenza a compressione $C_{f_{ck,cyl}/R_{ck,cub}}$ C25/30

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,50 \text{ coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \text{ coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ MPa}$$

Classe di esposizione XC2

3.1.2 CALCESTRUZZO SOLETTA IMPALCATO E BAGGIOLI:

Classe di resistenza a compressione $C_{f_{ck,cyl}/R_{ck,cub}}$ C32/40

$$f_{ck} = 32,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,50 \text{ coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \text{ coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ MPa}$$

Classe di esposizione XF1

3.1.3 CALCESTRUZZO PER PALI:

Classe di resistenza a compressione $C_{f_{ck,cyl}/R_{ck,cub}}$ C25/30

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,50 \text{ coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \text{ coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ MPa}$$

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO PER C.A.

Acciaio B 450 C (controllato in stabilimento)

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{sd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ MPa}$$

6 ANALISI DEI CARICHI

Le analisi dei carichi sono specifiche delle singole opere e sono riportate nei rispettivi paragrafi. Nel presente paragrafo si riporta solamente la caratterizzazione sismica del sottosuolo.

6.1 SISMA

6.1.1 GENERALITÀ E DATI ASSUNTI

In accordo al D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Per l’opera in oggetto si considera:

Vita nominale (VN):	$V_N = 50$ anni
Classe d’uso III :	$(C_u = 1.5)$
Periodo di riferimento azione sismica	$(V_R = V_N \cdot C_u) : 75$ anni

In accordo al D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . I parametri necessari per la caratterizzazione sismica territoriale sono i seguenti:

a_g	accelerazione orizzontale massima al sito;
F_o	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T_1	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
“C”	categoria del sottosuolo

6.1.2 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE

DETERMINAZIONE CLASSE RESISTENZA MINIMA CALCESTRUZZO (UNI 11104:2004)
 DETERMINAZIONE COPRIFERRO NOMINALE MINIMO (UNI EN 1992-1-1:Novembre 2005)

ELEMENTO DI CALCOLO: **Strutture in c.a.** NORMA UTILIZZATA: **UNI EN 206-1/2006 e s.m.i.**

CLASSI DI ESPOSIZIONE						
XC4	+	XF3	+		+	
Classi di esposizione - Descrizione						
Ciclicamente bagnato ed asciutto		Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo				
Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione						
Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non della classe di esposizione XC2		Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo				

Valori raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo UNI EN 206-1/2006 e s.m.i.			
	XC4	XF3	
Rapporto max A/C	0.50	0.50	
Classe di resistenza minima	C30/37	C30/37	
Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	300	320	
Contenuto minimo di aria (%)		4	
Altri requisiti	Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo		

Valori finali "involuppo" per la composizione e le proprietà del calcestruzzo UNI EN 206-1/2006 e s.m.i.	
Rapporto max A/C	0.50
Classe di resistenza minima	C30/37
Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	320
Contenuto minimo di aria (%)	4
Altri requisiti	Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo

Determinazione del copriferro nominale	
$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$	$C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm})$
(Formula 4.1 UNI 1992-1-1)	(Formula 4.2 UNI 1992-1-1)
ΔC_{dev}	10 mm (valore raccomandato 10 mm)
E' possibile ridurre ΔC_{dev} fino a 5 mm nei casi in cui l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione qualità con misure dei copriferri, oppure se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti.	
Per calcestruzzo in opera a contatto con superfici irregolari, il copriferro minimo verrà aumentato dei valori $k_1=40$ mm per calcestruzzo messo in opera contro terreni trattati (incluso calcestruzzo di spianatura) e di $k_2=75$ mm per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno.	

Determinazione di $C_{min,b}$ – Prospetto 4.2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005		
Diametro barre (mm)	16	$C_{min,b}$ (mm)
Dimensione massima aggregato (mm)	25	16

Definizione classe strutturale (Valore di base S4) – Prospetto 4.3N – UNI 1992-1-1 Novembre 2005			
	XC4	XF3	
Vita nominale	+/- classe	+/- classe	
50	0	50	0
Classe di resistenza minima			
C30/37	0	C30/37	0
Forma elemento			
Soletta	-1	Soletta	-1
Struttura a contatto con superfici molto irregolari			
NO			
Controllo qualità speciale cls			
NO	0	NO	0
S 3		S 3	

Determinazione di $C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}$ - Prospetto 4.4N – UNI 1992-1-1 Novembre 2005			
	XC4	XF3	
	C30/37	C30/37	
$C_{min,dur}$ (mm)	25.0	30.0	
Margine di sicurezza (valore raccomandato 0 mm)			
$\Delta C_{dur,y}$ (mm)	0.0	0.0	
Riduzione copriferro per utilizzo di acciaio inossidabile (valore raccomandato 0 mm)			
$\Delta C_{dur,s}$ (mm)	0.0	0.0	
Riduzione copriferro per protezione aggiuntiva (valore raccomandato 0 mm)			
$\Delta C_{dur,add}$ (mm)	0.0	0.0	
Aumento copriferro per contatto con superfici molto irregolari (valore utilizzato 5 mm)			
$\Delta C_{irr,add}$ (mm)	0.0	0.0	
COPRIFERRO MINIMO PER LE VARIE CONDIZIONI AMBIENTALI DI AGGRESSIVITA'			
	25 mm	30 mm	mm mm
COPRIFERRO NOMINALE DI PROGETTO			40 mm

7 WBS 01 – INTERVENTI CONNESSI ALLA COSTRUZIONE DEL NUOVO PONTE

In premessa sono descritti gli interventi. Il presente paragrafo tratta il dimensionamento strutturale delle opere in oggetto.

7.1 ANALISI DEI CARICHI

7.1.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G_1)

Il peso proprio delle strutture è determinato in modo automatico dal software f.e.m. in funzione delle geometrie implementate e dei pesi di volume adottati; in particolare si assume:

Calcestruzzo armato: $\gamma = 25 \text{ kN/mc}$.

Acciaio: $\gamma = 78.5 \text{ kN/mc}$.

7.1.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)

Si considera la presenza di una pavimentazione avente peso pari a 20 kN/mc e spessore cautelativamente pari a 20 cm per un totale di 4.0 kPa e ai lati barriere bordo-ponte, parapetti e altri elementi di completamento per un carico pari a 2 kN/m :

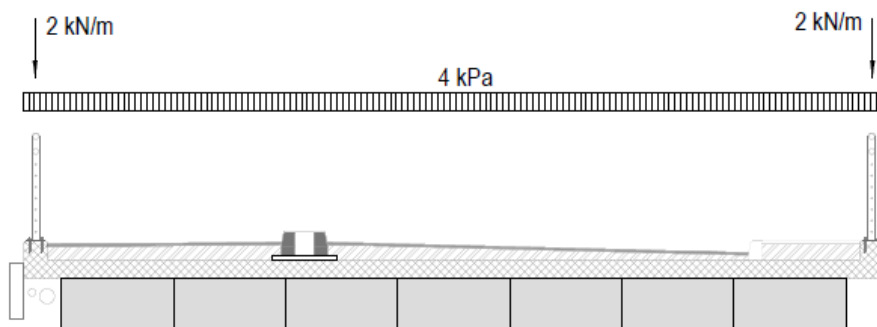


Figura 10 - Carichi permanenti non strutturali

7.1.3 EFFETTI DELLE VARIAZIONI TERMICHE (E_3)

7.1.3.1 *Variazione termica differenziale*

Gli effetti prodotti dalle variazioni termiche differenziali sono modellati assumendo una variazione termica $\Delta T = \pm 10^\circ \text{ C}$ fra estradosso e intradosso impalcato.

7.1.3.2 *Variazione termica uniforme*

Gli effetti prodotti dalle variazioni termiche uniformi sono stati valutati introducendo una variazione di temperatura uniforme all'interno del modello di calcolo. In particolare si prende in esame una variazione termica $\Delta T = \pm 10^\circ \text{ C}$.

7.1.4 CARICHI MOBILI (Q_1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3 NTC18, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto di Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I NTC18.

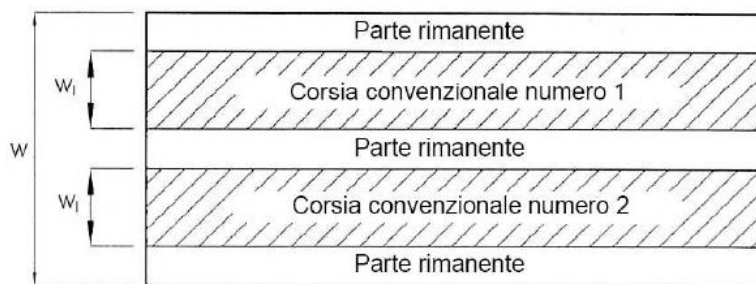


Figura 11 - Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3.00	$(w - 3.00)$
$5.4 \leq w < 6.0$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3.00	$w - (3.00 \times n_i)$

Numero e Larghezza delle corsie

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

7.1.4.1 Schemi di carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

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. 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 150 kN 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 sicurtia 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.

Schemi di Carico 6.a, b, c: in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ previsti dal D.M. 14/01/08.

7.1.4.2 Disposizione delle corsie di carico

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

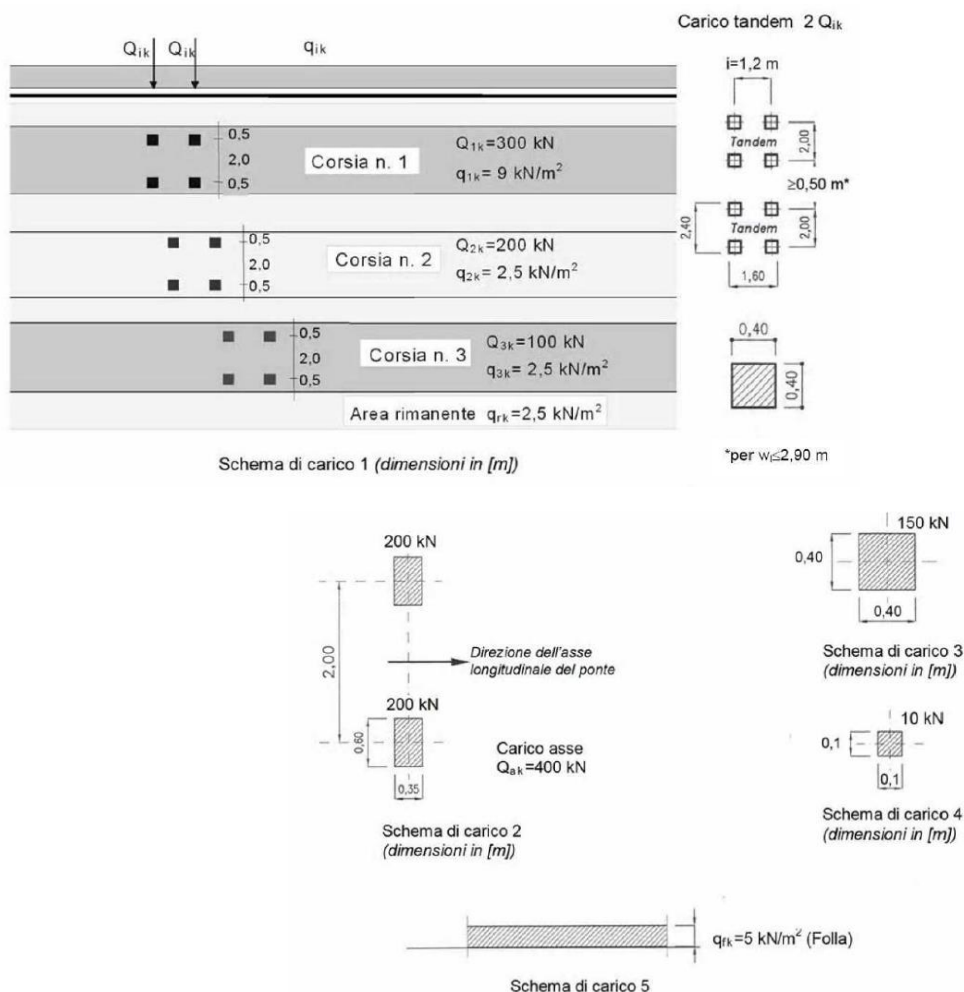


Figura 12 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a due, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno di volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (NTC18):

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	2.50

In via conservativa si considera la presenza di una corsia 1 e nelle zone rimanenti il carico di folla compatta (5 kPa) a favore di sicurezza.

Di seguito si riporta la disposizione trasversale dei carichi applicati sull'impalcato che massimizza le sollecitazioni sulle strutture:

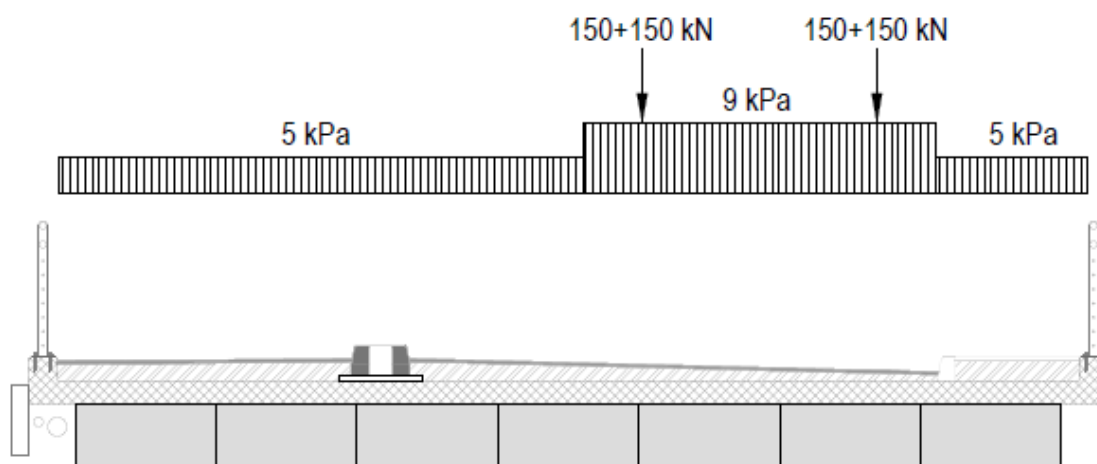


Figura 13- Carico veicolare massimo sull'impalcato

Si precisa che la configurazione adottata massimizza le sollecitazioni sulla trave longitudinale di bordo (la più sollecitata anche dai carichi permanenti e altri accidentali); le travi sono le medesime in ogni posizione e pertanto sono da considerarsi implicitamente soddisfatti.

I carichi mobili sono applicati o meno in modo automatico dal software di calcolo in funzione delle linee di influenza di ogni elemento strutturale al fine di ottenere la massima e la minima sollecitazione sullo stesso.

7.1.5 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q_3)

La forza di frenamento o accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in oggetto risulta:

$$q_3 = 387 \text{ kN.}$$

7.1.6 AZIONE DEL VENTO (Q_5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

7.1.6.1 *Velocità di riferimento*

La velocità di riferimento v_b assunta nei calcoli è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione III, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_r = v_{r,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_r = v_{r,0} + k_s (a_s/a_0 - 1) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_s sono parametri forniti nella norma e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Per la zona 1 a cui appartiene il sito in oggetto si hanno i valori seguenti:

$$v_{r,0} = 25 \text{ m/s};$$

$$a_0 = 1000 \text{ m};$$

$$k_s = 0,4;$$

$$a_s = 1200 \text{ m.}$$

$$v_r = 29 \text{ m/s.}$$

7.1.6.2 *Pressione cinetica di riferimento*

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_r = 0.5 \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Si considera quindi una pressione cinetica di riferimento pari $0,526 \text{ kN/m}^2$

7.1.6.3 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_p è il coefficiente di pressione;

C_d è il coefficiente dinamico.

7.1.6.4 Azione tangenziale del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_t = q_r C_e C_f$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_f è il coefficiente d'attrito.

7.1.6.5 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r , z_0 , $z_{\min}$ sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 14 - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno. Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Figura 15 - Classi di rugosità del terreno

Con riferimento agli elaborati grafici di progetto, si considerano i parametri seguenti:

altezza sul suolo pari a 3 m;

categoria topografica del terreno pari a 1;

categoria di esposizione del sito IV;

classe di rugosità del terreno C;

zona di riferimento 1;

Si ottiene un valore di $c_e(z)$ pari a 1.634.

7.1.6.6 Coefficienti di forma

Il coefficiente di forma è determinato sulla base del diagramma fornito dalla UNI-EN 1991-1-4:2004:

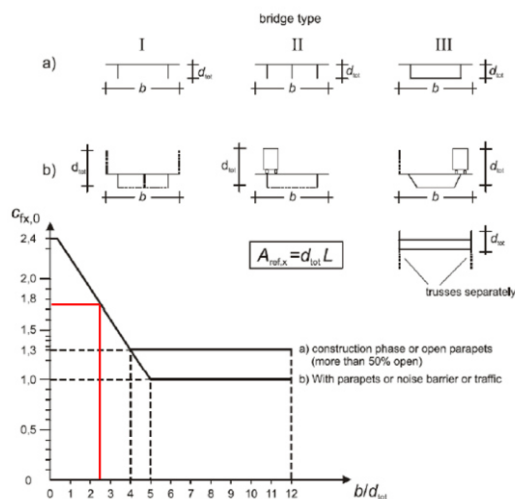


Figura 16 - Coefficiente di forma per ponti

Il coefficiente di forma c_f assunto risulta cautelativamente pari a 1.75.

7.1.6.7 Azione da vento

L'azione da vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte. La situazione più sfavorevole è quella con carichi transitanti (3 m di sagoma rettangolare del veicolo standard dal piano stradale) così da ottenere un carico agente su una superficie di 4.0 m.

Si ottiene:

$$p = q_r C_e C_p C_d = 0.526 * 1.634 * 1.75 = 1.50 \text{ kPa}$$

La superficie investita, considerando in aggiunta lo spessore della soletta e del cordolo, risulta avere un'altezza $H = 4.0 \text{ m}$.

L'azione del vento risulta eccentrica rispetto al baricentro dell'impalcato. La forza orizzontale totale risulta pari a:

$$q_{w,0} = 6.0 \text{ kN/m};$$

con conseguente momento per unità di lunghezza dell'impalcato, pari a

$$m_w \approx 10 \text{ kNm/m}.$$

Tale momento si tramuta in forze verticali uniformemente distribuite sulle 7 travi; in via conservativa si assumono le seguenti forze (maggiorate):

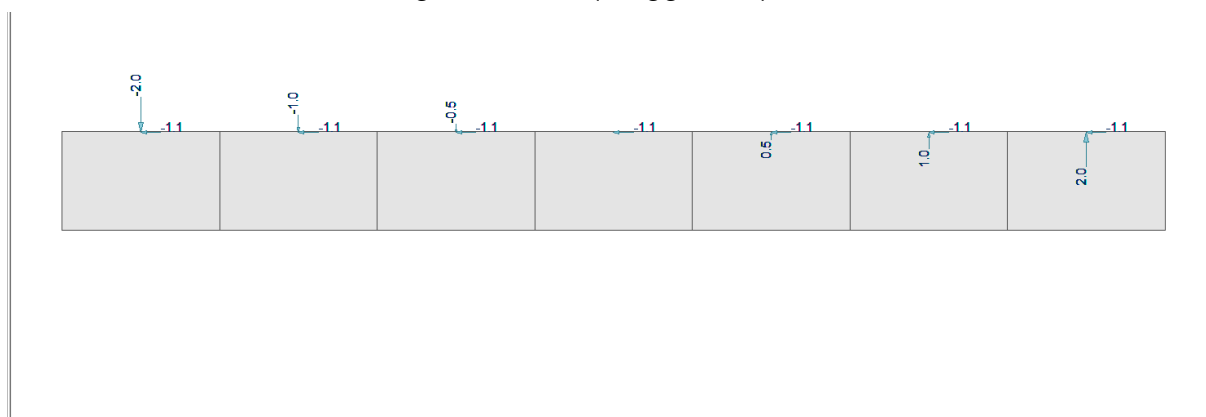


Figura 17 - Forze verticali e orizzontali da carico vento trasversale

7.1.7 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q_7)

Si considerano resistenze passive dei vincoli pari al 3 % delle azioni verticali permanenti ($G_1 + G_2$) trasmesse dall'impalcato ai dispositivi d'appoggio.

Questa forza parassita orizzontale agisce su ogni dispositivo previsto.

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

7.2.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

In riferimento alle analisi di carico effettuate sono stati creati i casi di carico elementari impiegati poi nelle combinazioni di verifica ai vari Stati Limite.

I casi di carico elementari sono così definiti:

Caso	Descrizione
G ₁	Pesi propri strutturali direttamente modellati

G ₂	Pesi permanenti non strutturali
T ⁺	Variazione termica positiva $\Delta T +10^{\circ}\text{C}$
T ⁻	Variazione termica negativa $\Delta T -10^{\circ}\text{C}$
Q ₅	Carico da vento
Q _{folla}	Carico da folla compatta nella zona non caricata dalla corsia 1
M _{1_rara}	Carico mobile caratteristico
M _{1_freq}	Carico mobile frequente
Q ₃	Carico da frenamento
Q ₇	Azioni parassite dei vincoli

Tab. 7.2 Carichi nominali considerati

Le condizioni di carico elementari sono state poi combinate secondo i coefficienti dei vari stati limite indicati in § 2 e 5 delle NTC18.

7.2.2 GENERALITÀ

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche vengono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi. Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Cap. 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab.5.1.VI.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{s1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{s2}, \gamma_{s3}, \gamma_{s4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

L'azione sismica viene considerata evento di tipo accidentale e quindi cumulabile con le altre cause di sollecitazione. La verifica agli stati limite viene effettuata per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

$$F_{sd} = E + G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

- E è l'azione sismica per lo stato limite in esame
- G_k sono i carichi permanenti al loro valore caratteristico
- P_k è il valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione quasi permanente
- Q_{ki} è il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

7.2.3 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{s1}	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{s2}, \gamma_{s3}, \gamma_{s4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali si è seguito l'approccio 2 previsto dalla normativa, ossia si è impiegata un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

7.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO CONSIDERATE

Di seguito si riportano le combinazioni di carico considerate per i dimensionamenti delle strutture del ponte:

No	Name	Active	Type	G1(ST)	G2(ST)	T+(ST)	T-(ST)	Q5(ST)	Qfolla(ST)	Q3(ST)	RSV_X(RS)	RSV_Y(RS)	RSC_X(RS)	RSC_Y(RS)	M1_rara(MV)	M1_freq(MV)
1	SLU_1	Stren	Add	1.3500	1.5000		0.900	0.9000	1.3500						1.3500	
2	SLU_2	Stren	Add	1.3500	1.5000	0.9000		0.9000	1.3500						1.3500	
3	SLU_3	Stren	Add	1.3500	1.5000		0.900		1.3500						1.3500	
4	SLU_4	Stren	Add	1.3500	1.5000	0.9000			1.3500						1.3500	
5	SLU_5	Stren	Add	1.3500	1.5000		1.500	0.9000	1.0000							1.3500
6	SLU_6	Stren	Add	1.3500	1.5000	1.5000		0.9000	1.0000							1.3500
7	SLU_7	Stren	Add	1.3500	1.5000		1.500		1.0000							1.3500
8	SLU_8	Stren	Add	1.3500	1.5000	1.5000			1.0000							1.3500
9	SLU_9	Stren	Add	1.0000	1.0000		0.900	0.9000		1.3500					1.0000	
10	SLU_10	Stren	Add	1.0000	1.0000	0.9000		0.9000		1.3500					1.0000	
11	rara_1	Servic	Add	1.0000	1.0000		0.600	0.6000	1.0000						1.0000	
12	rara_2	Servic	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.6000	1.0000						1.0000	
13	rara_3	Servic	Add	1.0000	1.0000		0.600		1.0000						1.0000	
14	rara_4	Servic	Add	1.0000	1.0000	0.6000			1.0000						1.0000	
15	freq_1	Servic	Add	1.0000	1.0000		0.600		0.7500							1.0000
16	freq_2	Servic	Add	1.0000	1.0000	0.6000			0.7500							1.0000
17	q.p._1	Servic	Add	1.0000	1.0000											
18	SLV_1	Stren	Add	1.0000	1.0000						1.0000	0.3000				
19	SLV_2	Stren	Add	1.0000	1.0000						1.0000	-0.3000				
20	SLV_3	Stren	Add	1.0000	1.0000						-1.0000	0.3000				
21	SLV_4	Stren	Add	1.0000	1.0000						-1.0000	-0.3000				
22	SLV_5	Stren	Add	1.0000	1.0000						0.3000	1.0000				
23	SLV_6	Stren	Add	1.0000	1.0000						-0.3000	1.0000				
24	SLV_7	Stren	Add	1.0000	1.0000						0.3000	-1.0000				
25	SLV_8	Stren	Add	1.0000	1.0000						-0.3000	-1.0000				

Con M si intende il carico mobile posizionato sull'impalcato nelle posizioni tali da creare l'effetto più sfavorevole; a tal proposito si ricorda che il software in uso calcola per ogni elemento finito con cui è modellata la struttura la disposizione dei carichi mobili che massimizza (o minimizza) la sollecitazione in modo automatico.

Le azioni non considerate nella tabella soprastante (azioni parassite dei vincoli) saranno utilizzate ai fini del calcolo delle sottostrutture in modo separato.

7.3 MODELLI NUMERICI DI CALCOLO

7.3.1 SOFTWARE DI CALCOLO

La modellazione numerica è stata realizzata con modellazione FEM della struttura.

Il software adottato gode di ampia diffusione e riconosciuta valenza. I numerosi benchmark di verifica e test del software possono essere reperiti sul web.

7.3.2 CONVENZIONE DEI SEGNI

Le caratteristiche numeriche dei singoli elementi finiti sono di seguito riassunte per comprendere le convenzioni dei segni e l'interpretazione dei risultati numerici.

Truss element

Elementi finiti a sola rigidità assiale, deformata unicamente assiale. Le azioni vengono definite in funzione del sistema di coordinate locale dell' elemento finito (ECS)

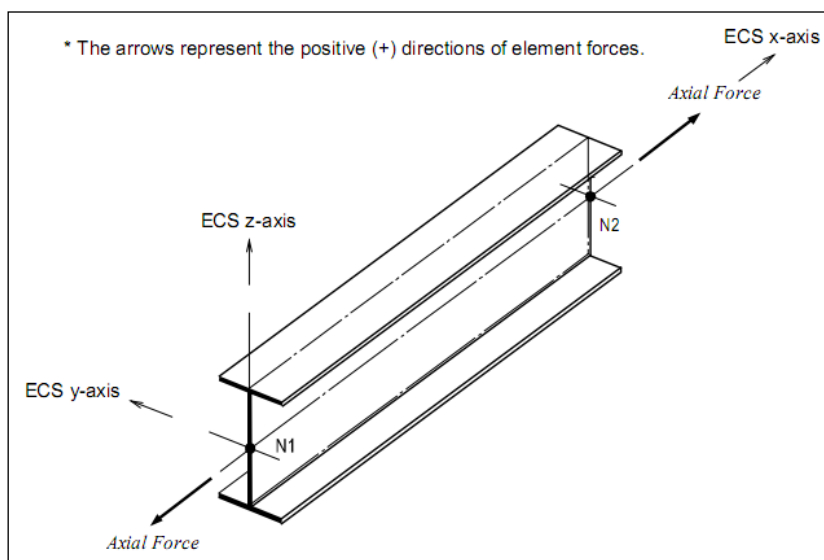


Figura 18 - Convenzione dei segni per elementi truss

Beam element

Elementi finiti a due nodi Prismatici/Non-prismatici, formulazione numerica basata sulla teoria della trave di Timoshenko, rigidezze assiale (x), flessionale (y e z), tagliante (y e z) torsionale (x) e corrispondenti deformazioni.

Possibilità di svincolare nei nodi le singole rigidezze.

Le azioni sono rappresentate secondo l' ECS dell'elemento finito.

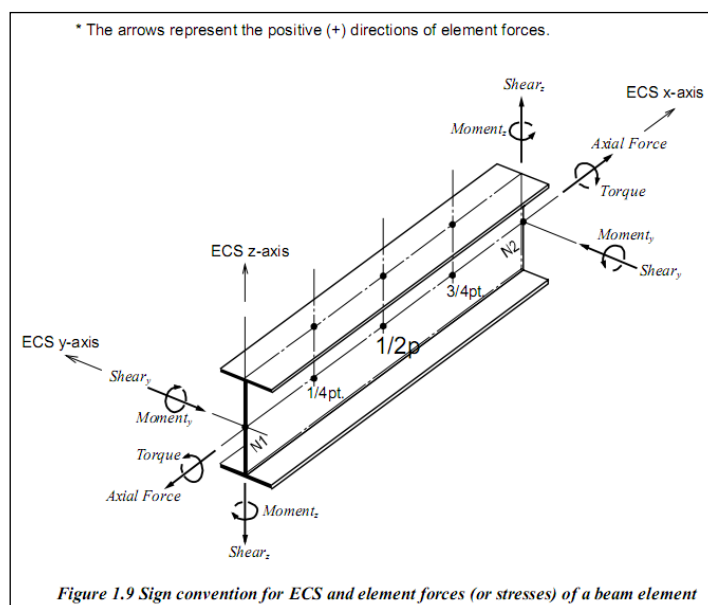


Figura 19 - Convenzione dei segni per elementi beam

Plate element

Elementi finiti a tre o quattro nodi. Sono elementi finiti con comportamento assiale nel piano (tensione e compressione), a taglio nel e fuori piano (in/out – plane), flessionale nel e fuori piano (in/out-plane).

La formulazione numerica prevede il calcolo della rigidezza fuori dal piano secondo le due teorie classiche: DKT/DKQ (elementi discreti di Kirchhoff) oppure DKMT/DKMQ (elementi discreti Kirchhoff-Mindlin), rispettivamente valide per elementi thin (lastre sottili) e thick (lastre spesse con comportamento tagliante).

Il sistema di riferimento è quello locale ECS in cui l'asse z è normale all'elemento finito.

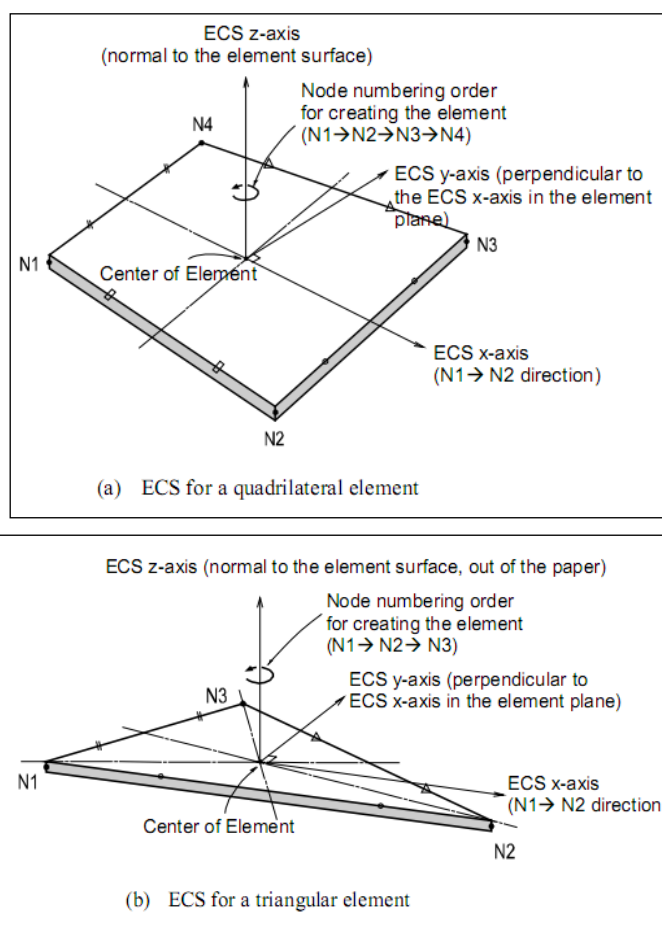


Figura 20 - ECS e convenzione segni nodi per elementi plate

I risultati numerici possono essere ottenuti secondo il sistema globale GCS oppure secondo ECS. Di seguito si riportano le convenzioni dei segni per l'output numerico nel sistema di riferimento ECS.

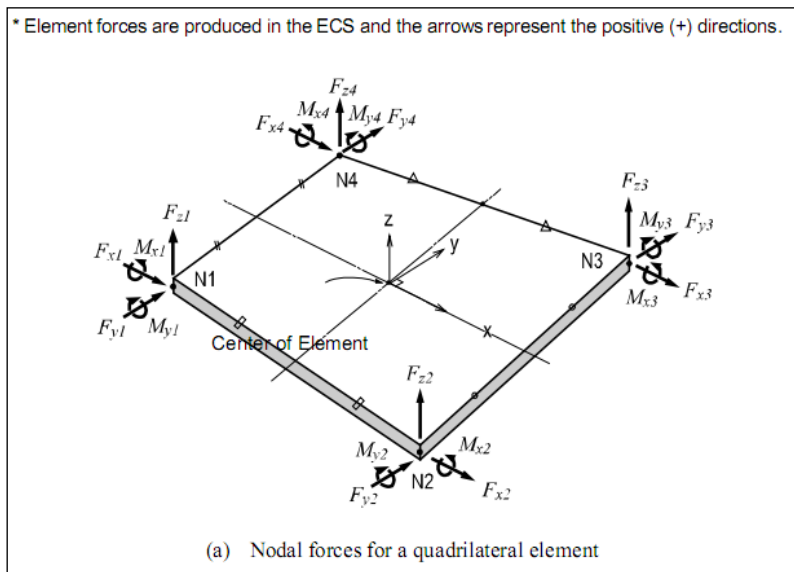


Figura 21 Output numerico nodale per elementi plate a 4-nodi

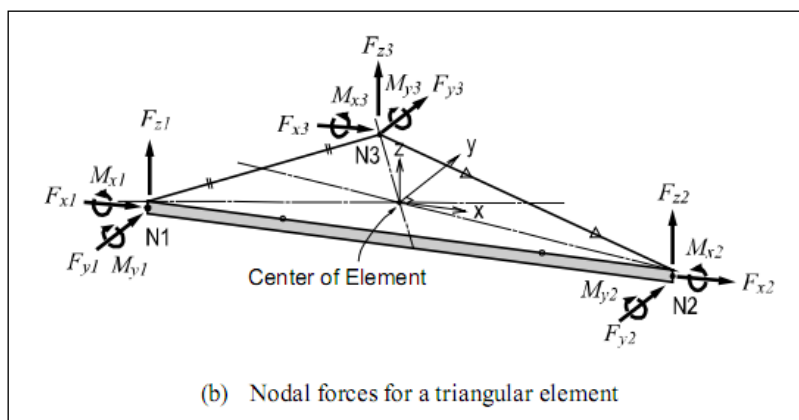


Figura 22 Output numerico nodale per elementi plate a 3-nodi

Si riportano poi le convenzioni adottate nell'output numerico di sollecitazioni per unità di lunghezza:

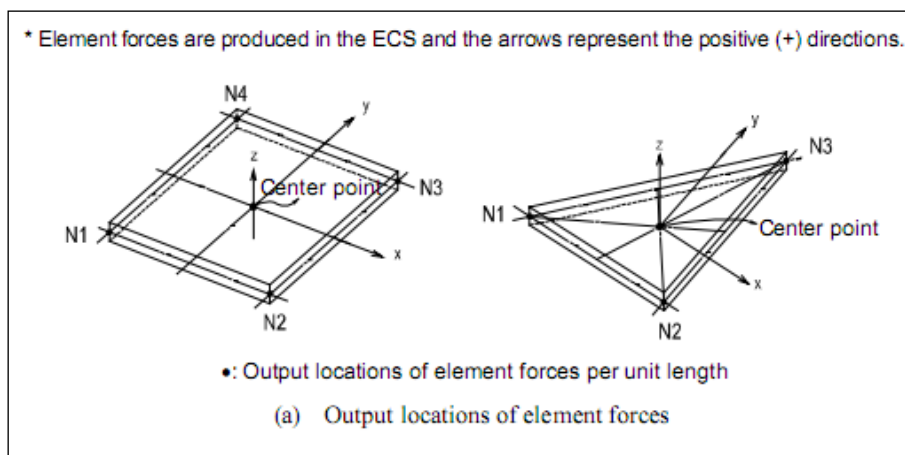


Figura 23 Locazione output numerico per elementi plate a 4-nodi e a 3-nodi

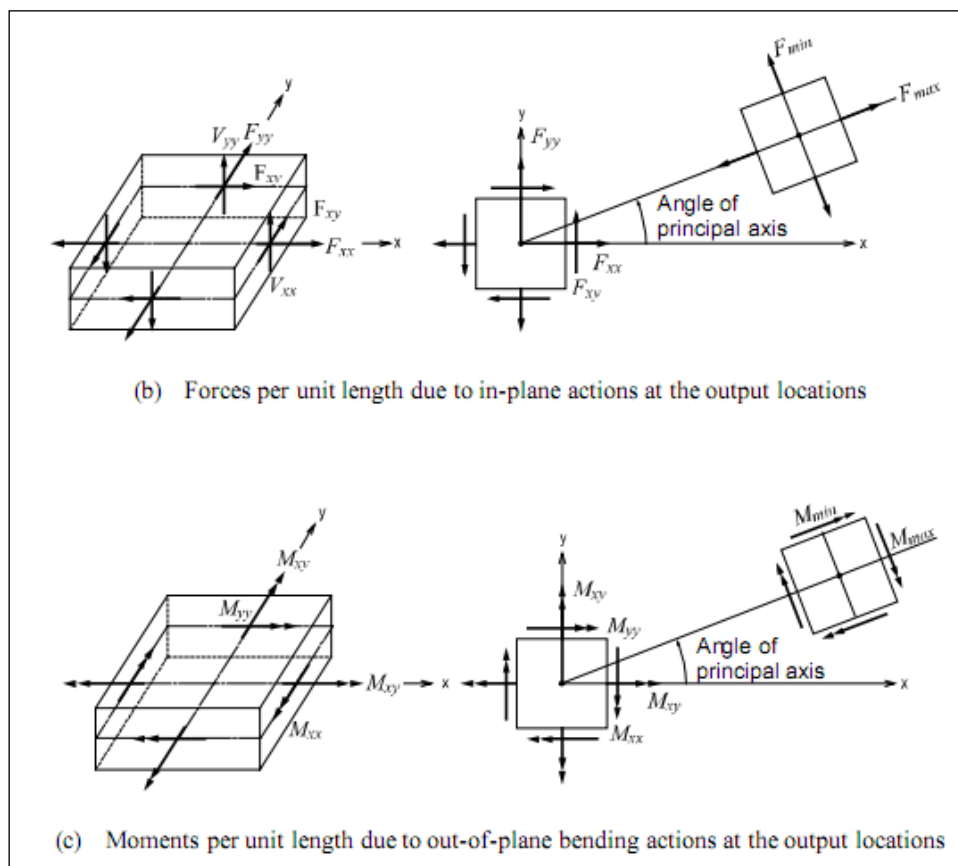


Figura 24 Output numerico forze e momenti per unità di lunghezza, elementi plate a 4-nodi e a 3-nodi

7.3.3 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

I modelli numerici sono stati realizzati con elementi di tipo *beam* (trave) e *plate* (piastre - lastre). In particolare si è scelto di modellare l'impalcato con elementi tipo beam al fine di simulare nel miglior modo possibile la reale configurazione delle strutture dell'impalcato stesso.

Alla base si assumono appoggi fissi verticalmente, mentre aventi una rigidità orizzontale finita in funzione delle caratteristiche effettive degli appoggi di progetto.

Di seguito si riportano alcune immagini del modello di calcolo:

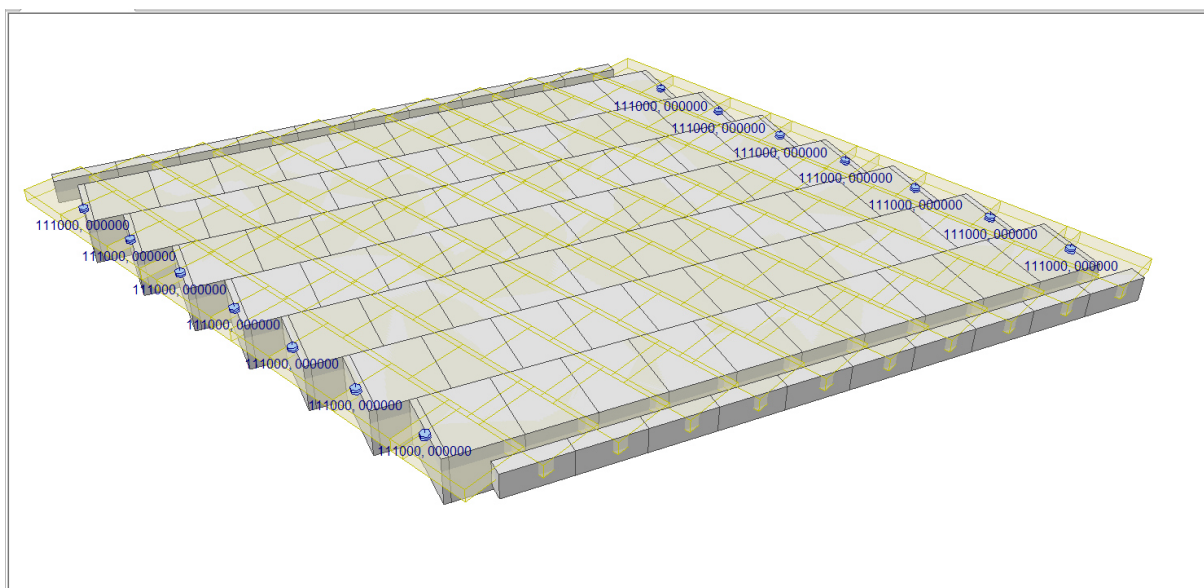


Figura 25 - Modello numerico vista solid

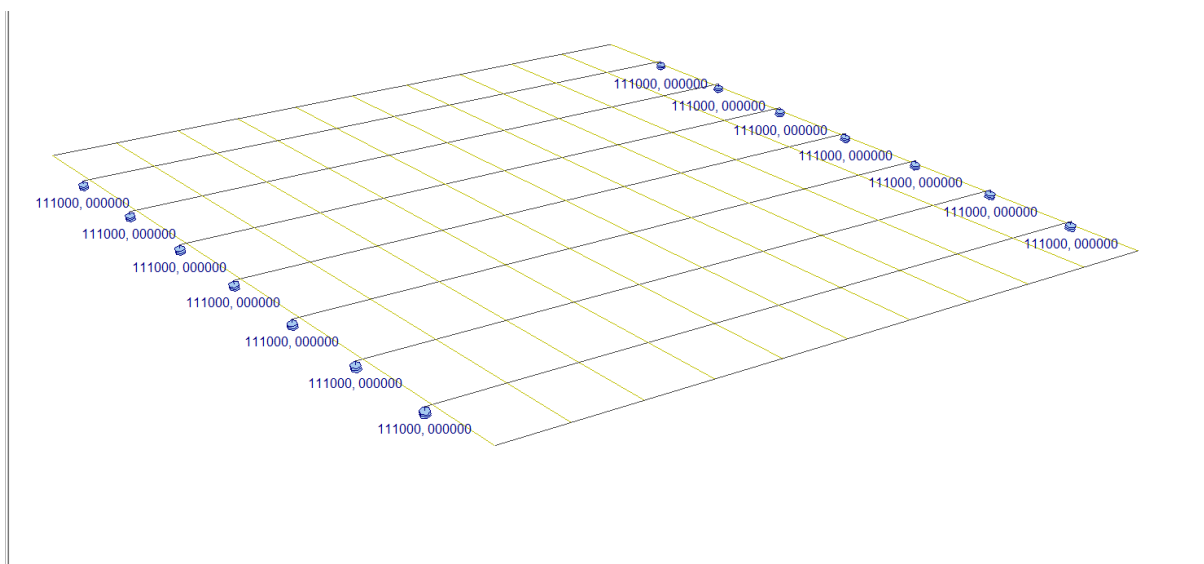


Figura 26 - Modello numerico vista frame

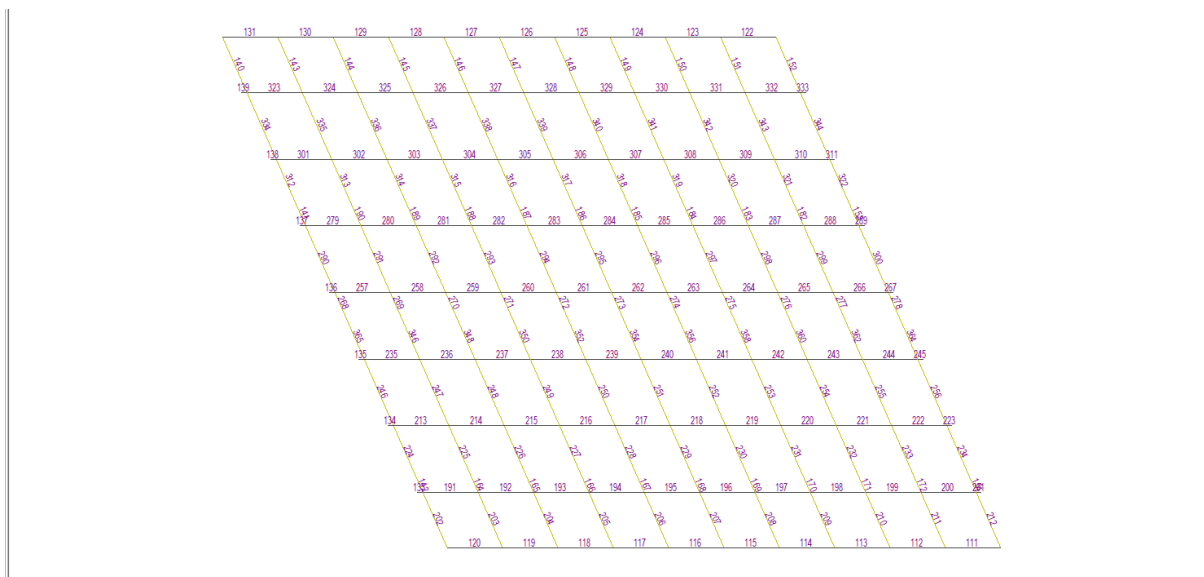


Figura 27 - Numerazione degli elementi

7.3.4 ANALISI EFFETTUATE

Le analisi condotte per la valutazione delle forze e degli spostamenti sui dispositivi d'isolamento e degli sforzi di progetto e deformazioni sulle singole componenti strutturali sono le seguenti:

Analisi statica e dinamica lineare: condotta per valutare le sollecitazioni e deformazioni sulle strutture in fase statica e sismica.

7.4 ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE DELL'IMPALCATO

Di seguito si riportano sollecitazioni e verifiche delle strutture del ponte 1.

7.4.1 TRAVI PRINCIPALI IMPALCATO

7.4.1.1 *Sollecitazioni*

Di seguito si riportano le sollecitazioni nominali degli involucri SLU e SLE delle combinazioni di carico:

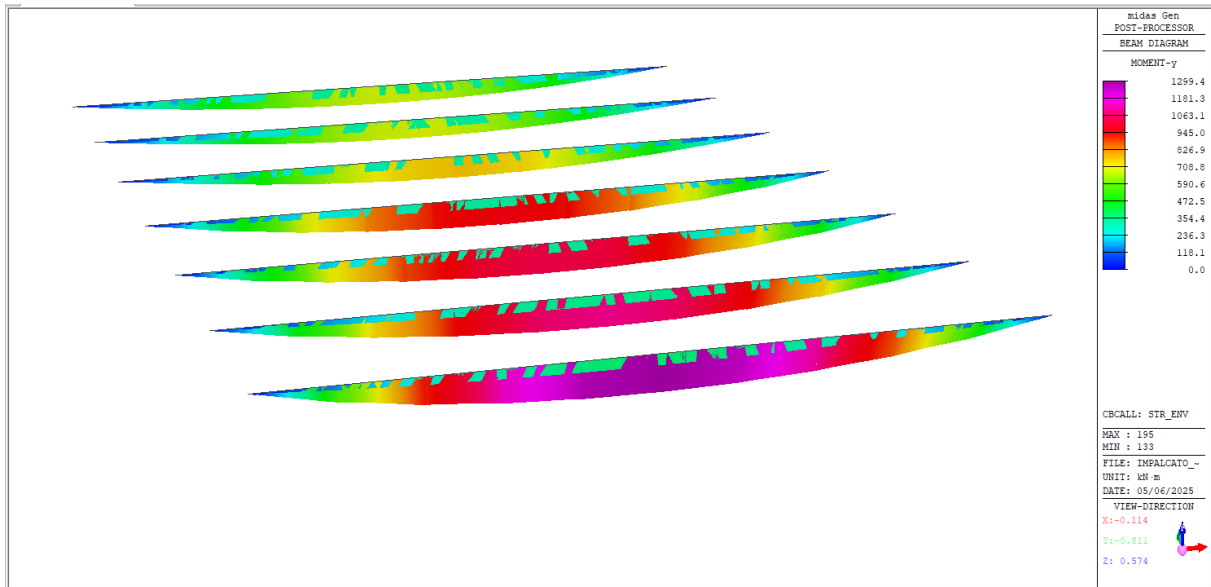


Figura 28 - My [kNm] SLU

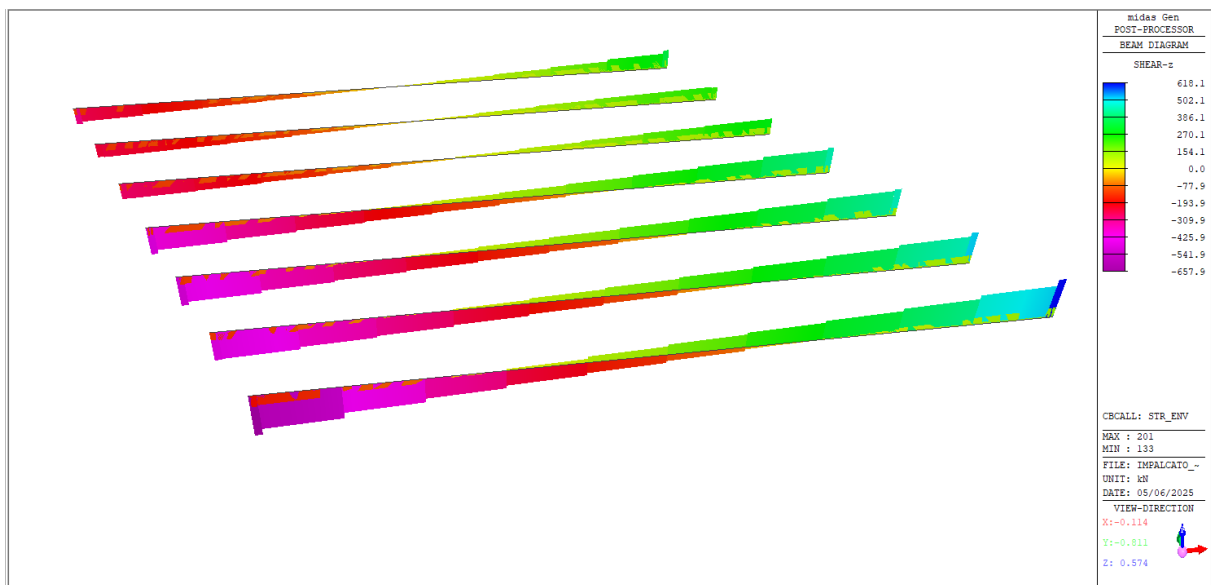


Figura 29 - Vz [kN] SLU

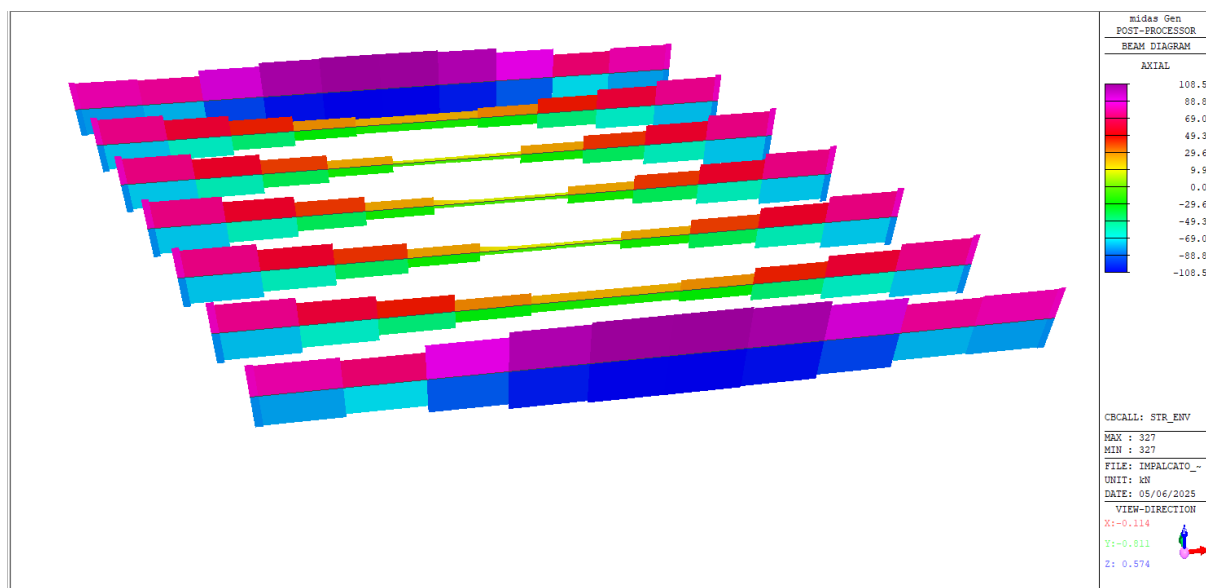


Figura 30 - N [kN] SLU

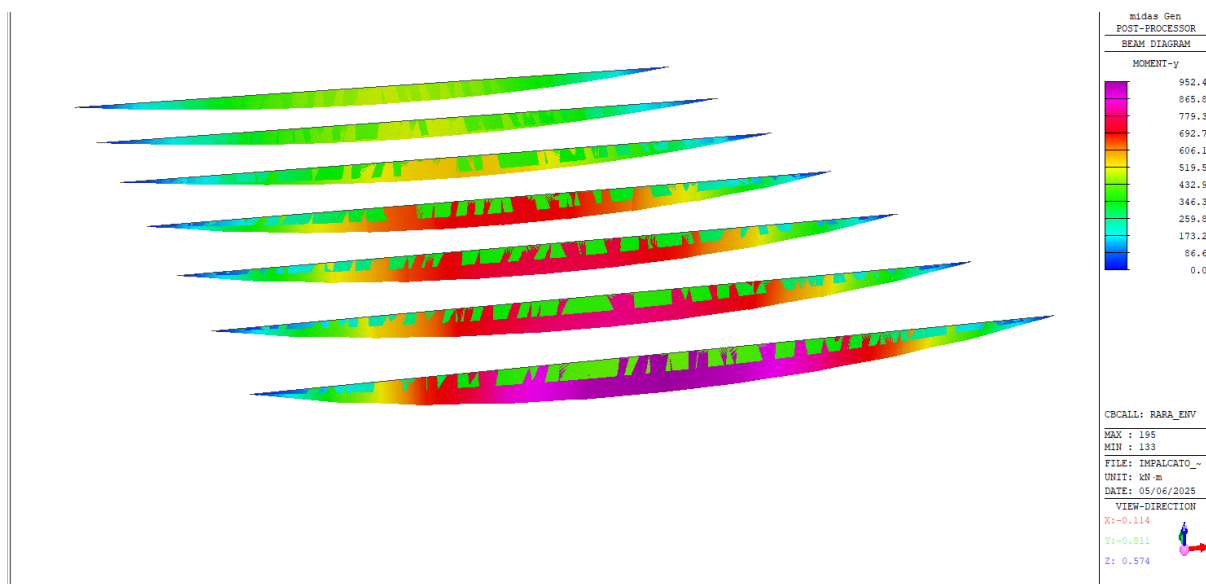


Figura 31 - My [kNm] SLE-rara

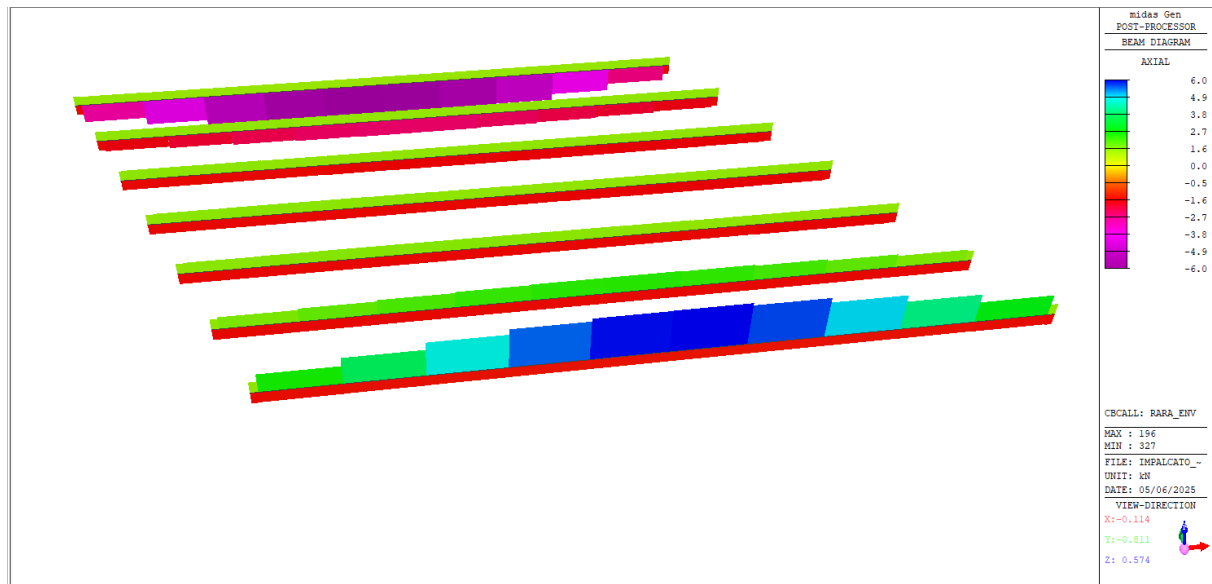


Figura 32 - N [kN] SLE-rara

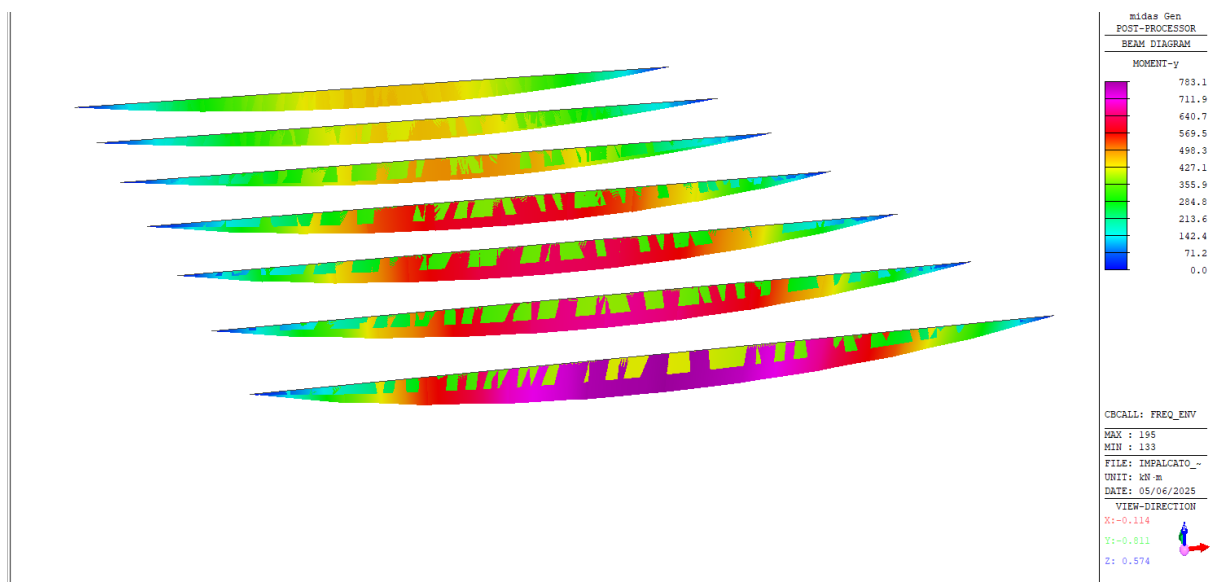


Figura 33 - My [kNm] SLE-freq

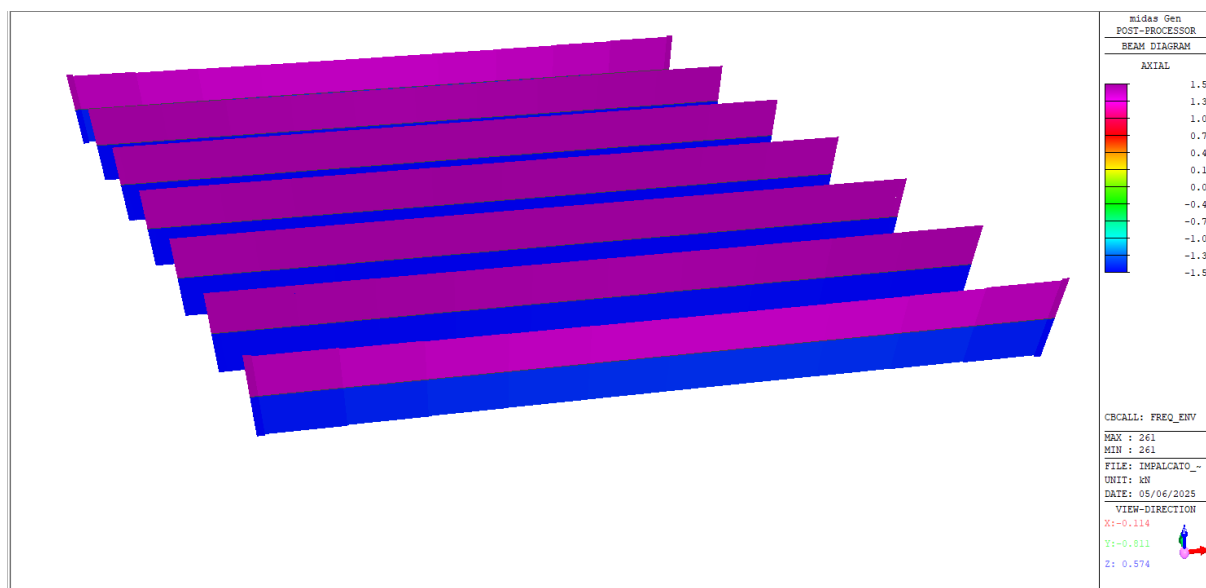


Figura 34 - N [kN] SLE-freq

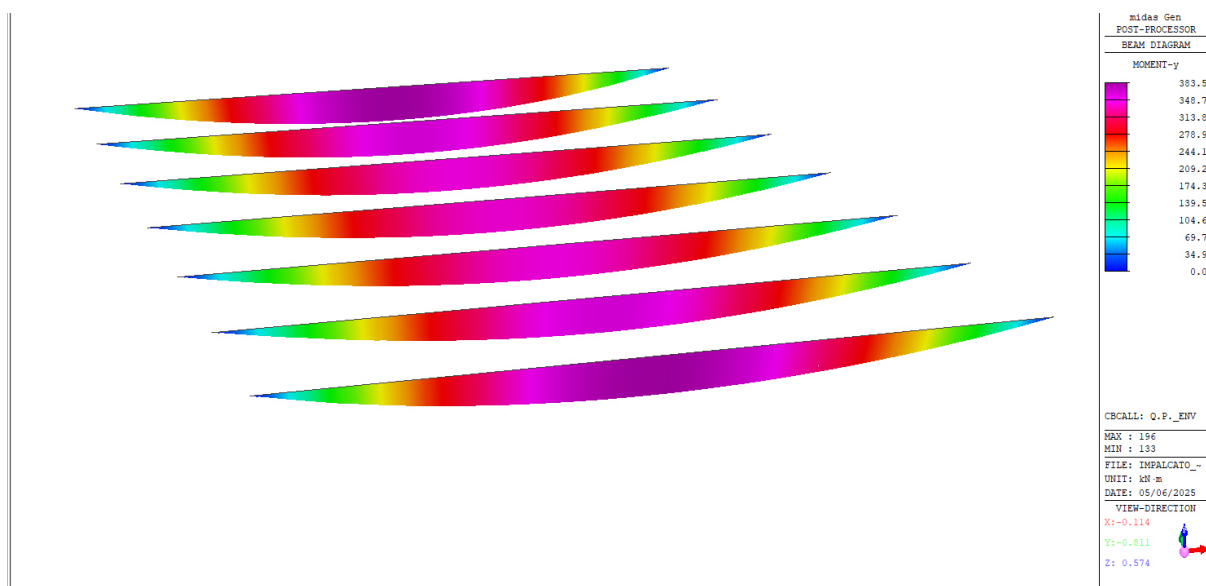
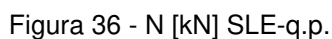
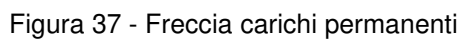


Figura 35 - My [kNm] SLE-q.p.



Di seguito si riportano le deformazioni dovute ai carichi permanenti e accidentali:



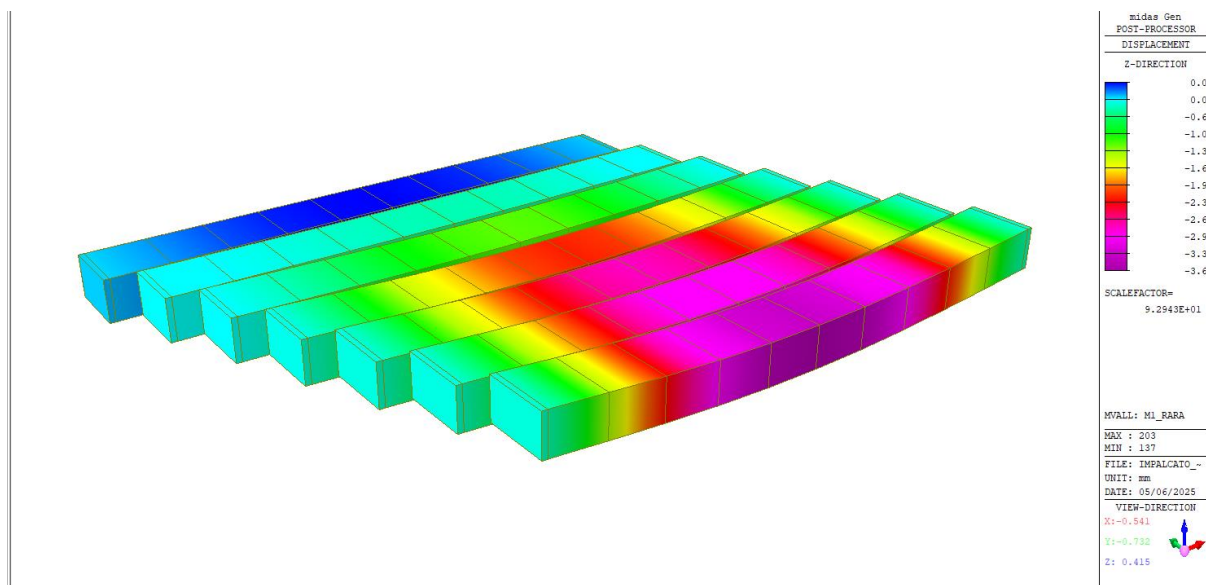


Figura 38 - Freccia carichi accidentali

7.4.1.3 Verifiche

Durante il getto le travi lavorano con una sezione 120x55 in semplice appoggio. I carichi sulla singola trave in questa fase sono i seguenti:

$$g = 22.5 \text{ kN/m}$$

$$q = 1.2 \text{ kN/m}$$

Si hanno quindi i seguenti carichi SLE e SLU:

$$q_{SLE} = 22.5 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLU} = 1.35 \cdot 22.5 = 30.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,SLE} = 22.5 \cdot 10.2^2 / 8 = 293 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,SLU} = 30.4 \cdot 10.2^2 / 8 = 395 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 30.4 \cdot 10.2 / 2 = 155.1 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano le verifiche in fase di getto:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave 55_fase getto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	55	1	8.04	5
			2	53.09	49

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 930.2 kNm

σ_c -18.81 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 13.92 ‰
d 49 cm
x 9.847 x/d 0.201
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

La verifica SLU a flessione è abbondantemente soddisfatta.

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO									
GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	OK	
b _w (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	R _{ck} (MPa)	f _{yk} (MPa)				
120.00	55.00	5.00	50.00	40.00	450.00	0.00	155.10		
ARMATURE A TAGLIO						V _{Rd} (kN)	V _{Ed} / V _{Rd}		
n _{b,sw}	Φ _{sw} (mm)	s (cm)	A _{sw} (mm²)	α (°)	β (°)				
2	10	20.00	157.08	90.00	40.00	164.82	0.94		

La verifica SLU a taglio è abbondantemente soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave 55_fase getto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	55	1	8.04	5
			2	53.09	49

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 293 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

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

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.81 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

σ_c -5.536 N/mm²
σ_s 129.2 N/mm²
ε_c 0.6461 ‰
d 49 cm
x 19.17 x/d 0.3912
δ 0.929

La verifica SLE è abbondantemente soddisfatta sia alle tensioni che a fessurazione con metodo tabellare.

Le verifiche delle strutture in oggetto agli SLU e SLE in fase definitiva sono di seguito riportate con riferimento alle massime sollecitazioni (conservative) precedentemente riportate:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave 55_fase getto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	75	1	8.04	25
			2	53.09	69
			3	5.65	5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -109 kN
 M_{Ed} 1300 kNm
 M_{xEd} 0
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.81 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{Rd} 1363 kNm
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 %
 ε_s 17.91 %
 d 69 cm
 x 11.28 x/d 0.1635
 δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

La verifica SLU a flessione è soddisfatta.

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO							
GEOMETRIA SEZIONE E MATERIALI						N _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)
b _w (cm)	h (cm)	c (cm)	d (cm)	R _{ck} (MPa)	f _{yk} (MPa)		
120.00	75.00	5.00	70.00	40.00	450.00	0.00	660.00
ARMATURE A TAGLIO						V _{Rd} (kN)	V _{Ed} / V _{Rd}
n _{b,sw}	Φ _{sw} (mm)	s (cm)	A _{sw} (mmq)	α (°)	θ (°)		
4	12	20.00	452.39	90.00	40.00	664.54	0.99

La verifica SLU a taglio è soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave 55_fase getto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	75	1	8.04	25
2			2	53.09	69
3			3	5.65	5

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N° Ed -109
 M_{Ed} 1300
 M_{yEd} 0
 M_{zEd} 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 C32/40
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 12 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % G_{c,adm} 12.25
 G_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -11.31 N/mm²
 σ_s 290.4 N/mm²
 ε_s 1.452 %
 d 69 cm
 x 21.98 x/d 0.3185
 δ 0.8381

Verifica
 N° iterazioni: 4
☐ Precompresso

La verifica SLE alle tensioni risulta soddisfatta.

VERIFICA FESSURAZIONE

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40
resistenza cubica caratteristica a compressione	R _{ck}	40.00 MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck}	33.20 MPa
coeff. omogeneizzazione	n	15.00
Modulo di elasticità	E	33643 MPa
resistenza media a trazione semplice	f _{ctm}	3.10 MPa

Acciaio da c.a.

tipo di acciaio		B450C
resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk}	450.00 MPa
Modulo di elasticità	E	210000 MPa

CONDIZIONI E LIMITI

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura	Poco sensibile

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

larghezza	b	120.00 cm	
altezza	h	75.00 cm	
copriferro al centro barra armatura tesa	C _{fila_1}	6.00 cm	fila più esterna
	C _{fila_2}	0.00 cm	
	C _{fila_3}	0.00 cm	
copriferro al centro barra armatura compressa	C' _{fila_1}	5.00 cm	fila più esterna
	C' _{fila_2}	0.00 cm	
	C' _{fila_3}	0.00 cm	
altezza utile	d ₁	69.00 cm	
	d ₂	75.00 cm	
	d ₃	75.00 cm	
interferro massimo	i _{max}	30.00 cm	

interferro	i	10.00 cm	OK
------------	---	----------	----

(se NO i risultati si

armatura longitudinale tesa	n° barre	Φ (mm)	$A_{SL,tesa}$ (mm ²)	fila_1 (fila più esterna) fila_2 fila_3
	10	26	5309.292	
	0	0	0.000	
	0	0	0.000	
$A_{SL,tot}$			5309.29	

armatura longitudinale compressa	n° barre	Φ (mm)	$A_{SL,comp}$ (mm ²)	fila_1 (fila più esterna) fila_2 fila_3
	6	12	678.584	
	0	0	0.000	
	0	0	0.000	
$A_{SL,tot}$			678.58	

SOLLECITAZIONI SLE

momento sollecitante comb. frequente (valore assoluto)	$M_{Ed,freq}$	784.00 kNm
momento sollecitante comb. quasi perm. (valore assoluto)	$M_{Ed,q.p.}$	384.00 kNm

Durata del carico	Lunga durata
-------------------	--------------

Calcolo tensioni per la Combinazione:	frequente	
Stato limite da considerare	ap fessure	
momento sollecitante (valore assoluto)	M_{Ed}	784.00 kNm
posizione asse neutro	x	23.83 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J_x	2.202E+06 cm ⁴
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	-8.48 MPa
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	241.23 MPa

 (- compr, + trazione)
 (- compr, + trazione)

α_e	6.24
$A_{c,eff}$	1800 cm ²
ρ_{eff}	0.03
k_t	0.4
ϵ_{sm}	9.1173E-04

ϕ_{eq}	2.60 cm
C_{eff}	4.7 cm
Tipo di barre	barre a.m.
Sollecitazione prevalente	flessione
k_1	0.8
k_2	0.5
Δ_{smax}	30.97 cm

$w_{d,limite}$	0.300 mm
w_d	0.282 mm

OK

Calcolo tensioni per la Combinazione:	quasi permanente	
momento sollecitante (valore assoluto)	M_{Ed}	384.00 kNm
posizione asse neutro	x	23.83 cm
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J_x	2.202E+06 cm ⁴
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	-4.15 MPa
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	118.15 MPa

 (- compr, + trazione)
 (- compr, + trazione)

α_e	6.24
$A_{c,eff}$	1800 cm ²
ρ_{eff}	0.03
k_t	0.4
ϵ_{sm}	3.3758E-04

ϕ_{eq}	2.60 cm
C_{eff}	4.7 cm

Tipo di barre	barre a.m.	
Sollecitazione prevalente	flessione	
k_1	0.8	
k_2	0.5	
Δ_{smax}	30.97	cm

$w_{d,limite}$	0.200	mm
w_d	0.105	mm

OK

La verifica SLE a fessurazione risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la deformabilità si ha una massima freccia di 4mm circa pari a $L/2500$ e pertanto abbondantemente soddisfatta.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.5 SPALLA TIPO E SOTTOSTRUTTURE PONTE

Di seguito si riportano i predimensionamento delle strutture a formazione delle spalle del ponte. Per le analisi è stato adottato il software di calcolo MAX 16 - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno della software house *Aztec Informatica*. Dalla modellazione sono state ricavate le sollecitazioni sulle strutture e sono state eseguite le verifiche geotecniche preliminari di seguito riportate.

La modellazione è stata effettuata applicando i carichi ottenuti dalla modellazione dell'impalcato, analizzando le spalle "a metro lineare di profondità", aggiungendo come carichi al rilevato i seguenti sovraccarichi opportunamente combinati:

- $q_{acc,k} = 20,00 \text{ kN/m}^2$ a simulazione del sovraccarico accidentale su rilevato;
- $q_{neve,k} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ a simulazione del sovraccarico neve su rilevato (a terra);

Il modello di calcolo realizzato è il seguente:

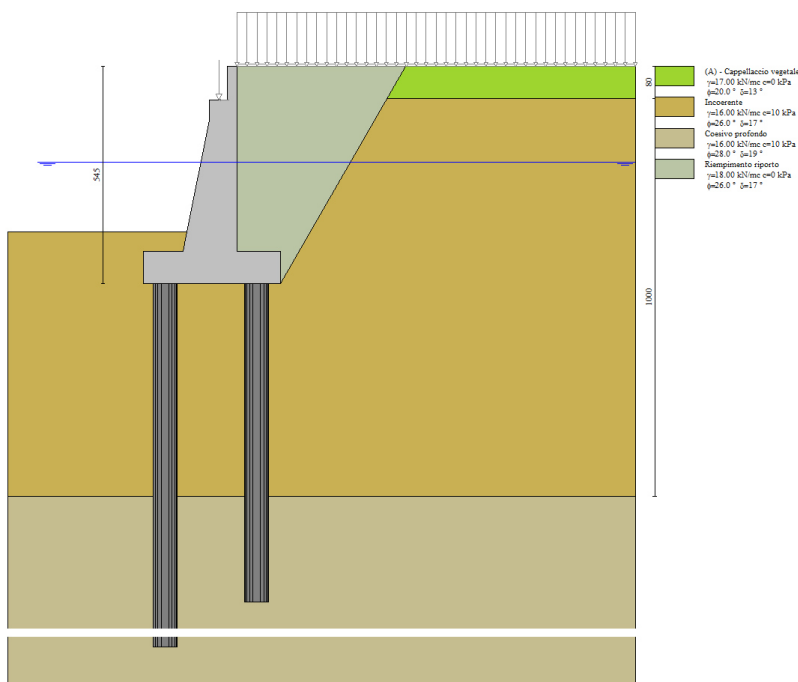


Figura 39 - Modello di calcolo realizzato per le analisi nelle sottostrutture da ponte

7.5.1 SPALLE

7.5.1.1 Sollecitazioni

Dalle analisi condotte, gli involuppi delle sollecitazioni agenti sulla struttura in oggetto sono le seguenti:

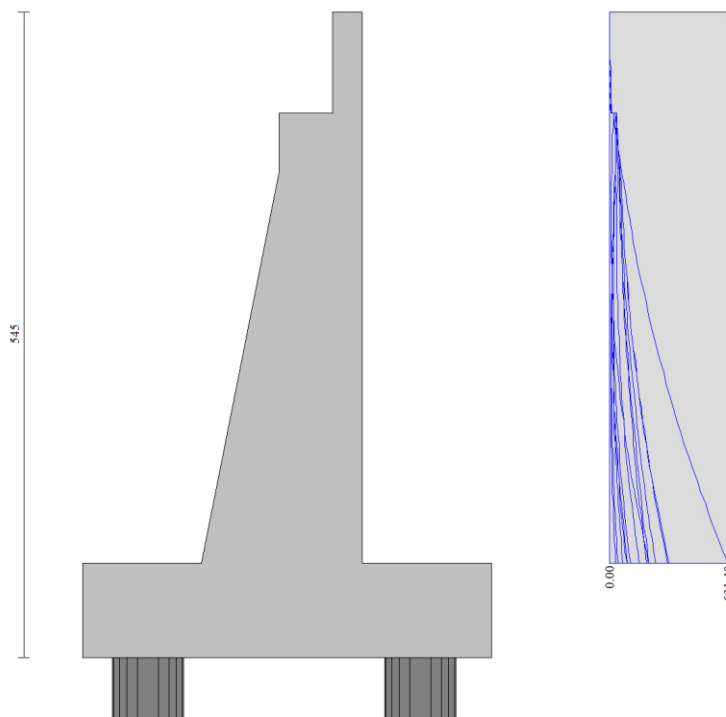


Figura 40 - M_y [kNm] SLU

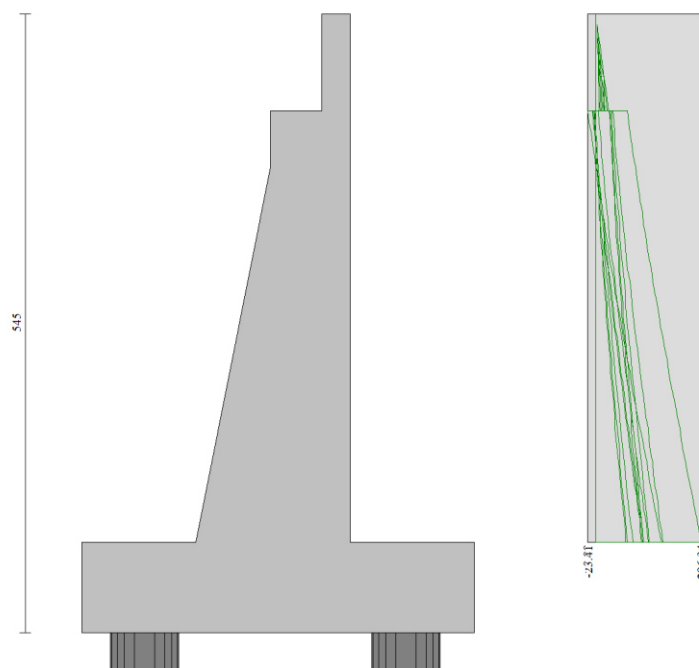


Figura 41 - V_z [kN] SLU

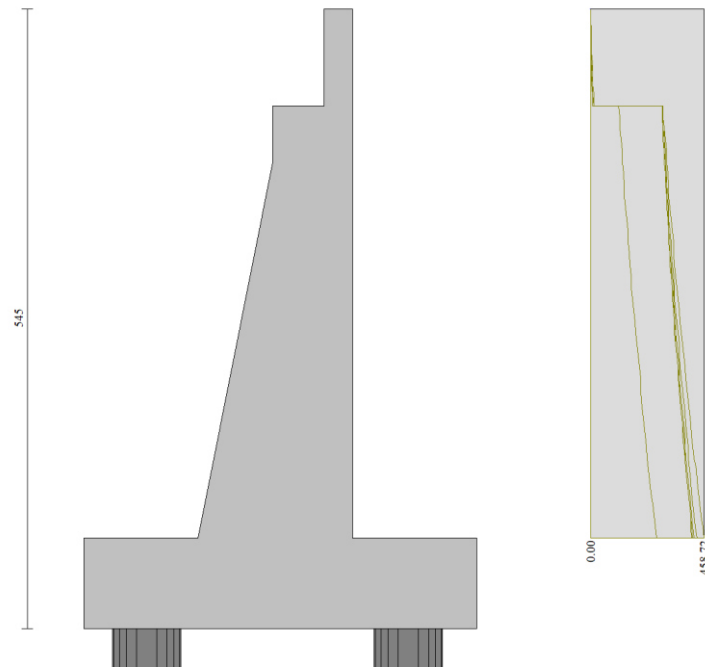


Figura 42 - N [kN] SLU

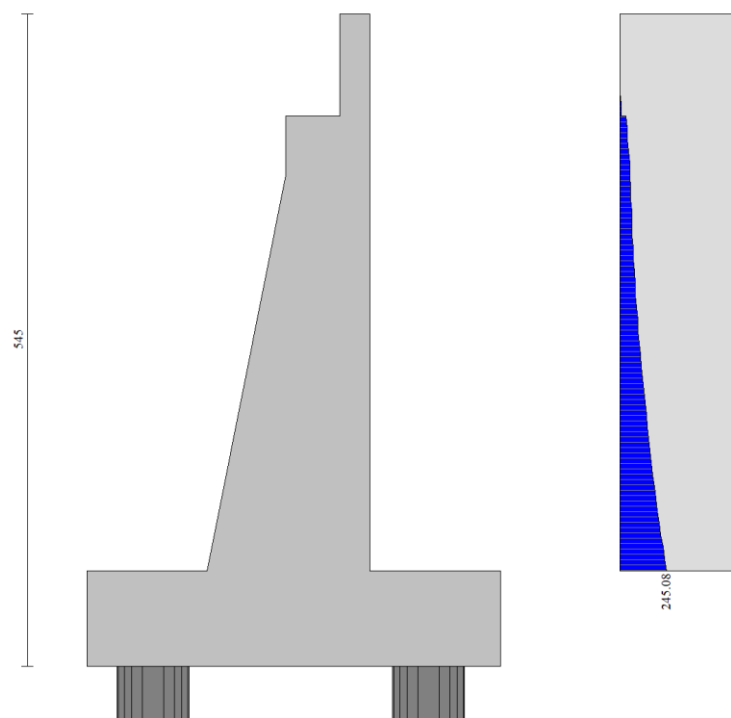


Figura 43 - My [kNm] SLE-rara

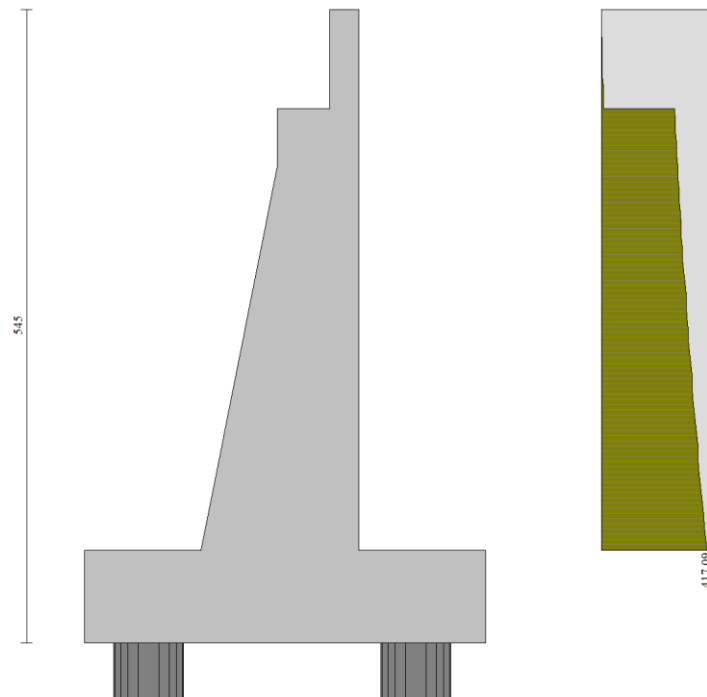


Figura 44 - N [kN] SLE-rara

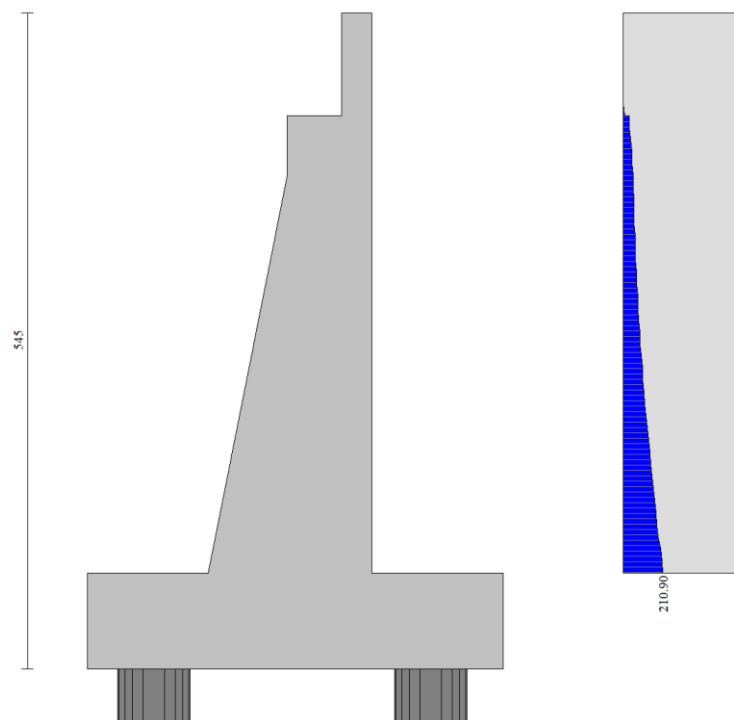


Figura 45 - My [kNm] SLE-freq

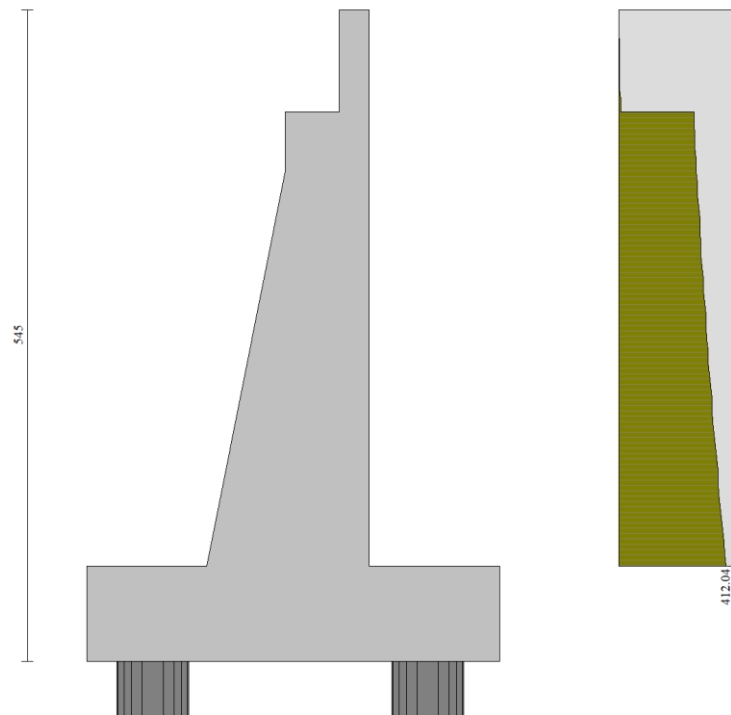


Figura 46 - N [kN] SLE-freq

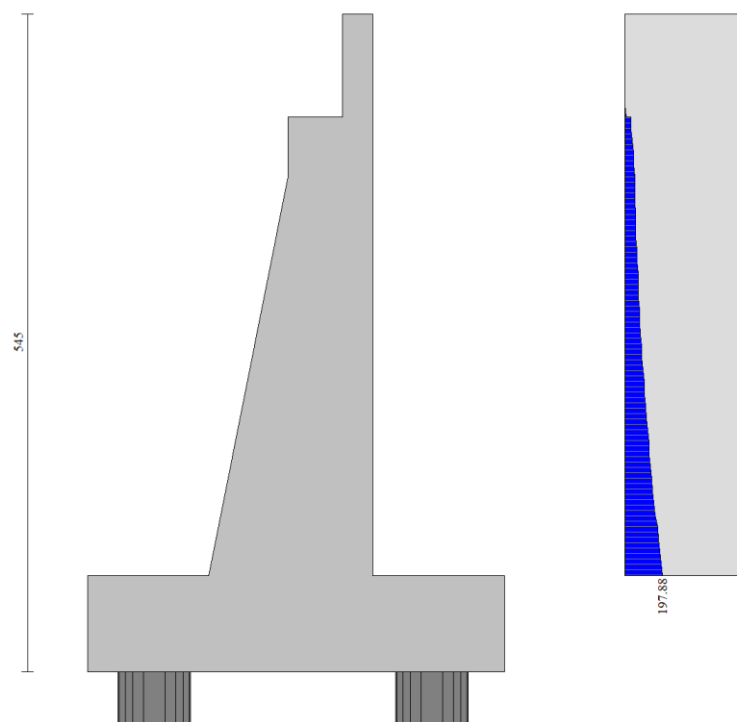


Figura 47 - My [kNm] SLE-q.p.

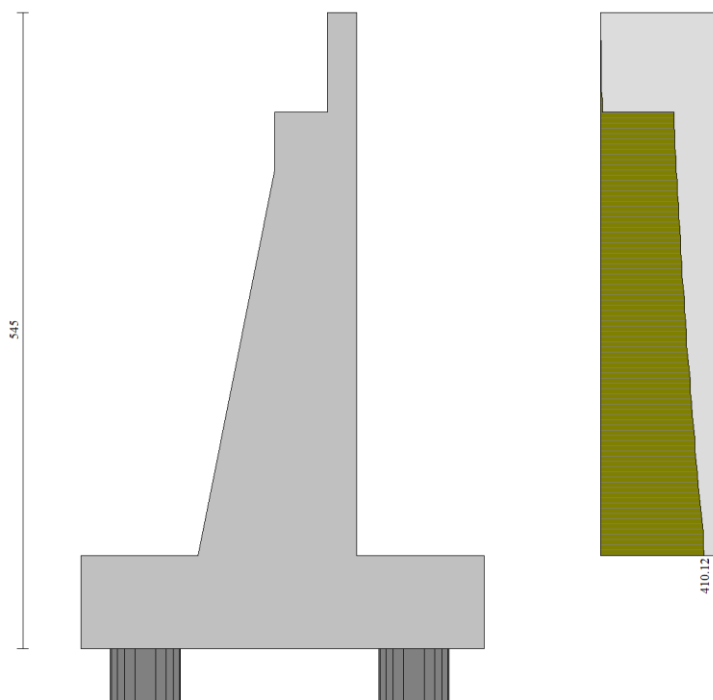


Figura 48 - N [kN] SLE-q.p.

7.5.1.2 Verifiche

Di seguito si riportano le verifiche delle strutture in oggetto; si prende la sezione di attacco alla base, maggiormente caricata, per la quale ipotizzando una armatura di verifica costituita da armature in doppio strato pari a $\Phi 20/20$.

Escludendo lo sforzo assiale si ottengono le seguenti verifiche a flessione:

1) Caratteristiche geometria sezione resistente:

- Larghezza di calcolo della sezione resistente:
- Altezza della sezione resistente:
- Interasse dei carichi sulla sezione resistente:
- Peso proprio della sezione resistente in calcestruzzo :

$B =$	100	cm
$h =$	130	cm
$i_{MAX} =$	100	cm
$G_1 =$	3250	kg/m

3) Materiali - Calcestruzzo:

- Classe di resistenza:
- Classe di esposizione:
- Legame costitutivo:
- Fattore di confidenza γ_{FC} :

C25/30
XC2
Parabolico
1.00

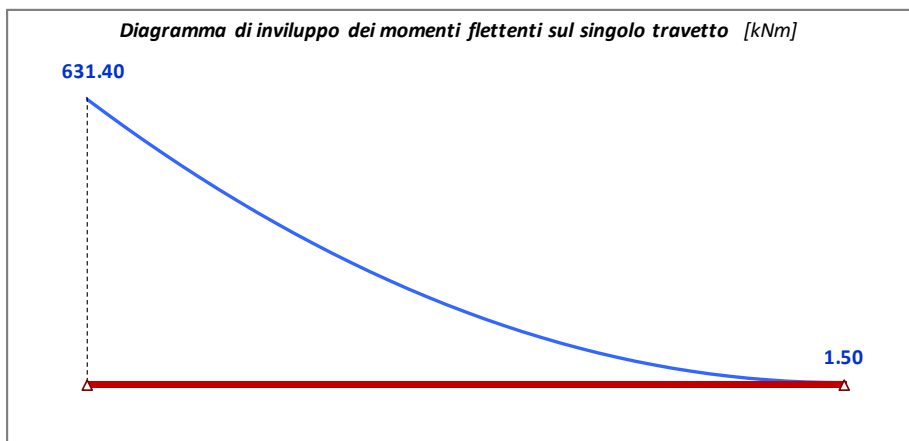
R_{ck}	30.00	Mpa
f_{ck}	24.90	Mpa
f_{cm}	32.90	Mpa
f_{cd}	14.11	Mpa
E_{cm}	31447.16	Mpa
f_{ctm}	2.56	Mpa
f_{ctm}	3.07	Mpa

3) Materiali - Acciaio da c.a.:

- Tipologia acciaio da c.a.:
- Limitazione ϵ_{ud} acciaio:
- Fattore di confidenza γ_{FC} :

B450C
NO
1.00

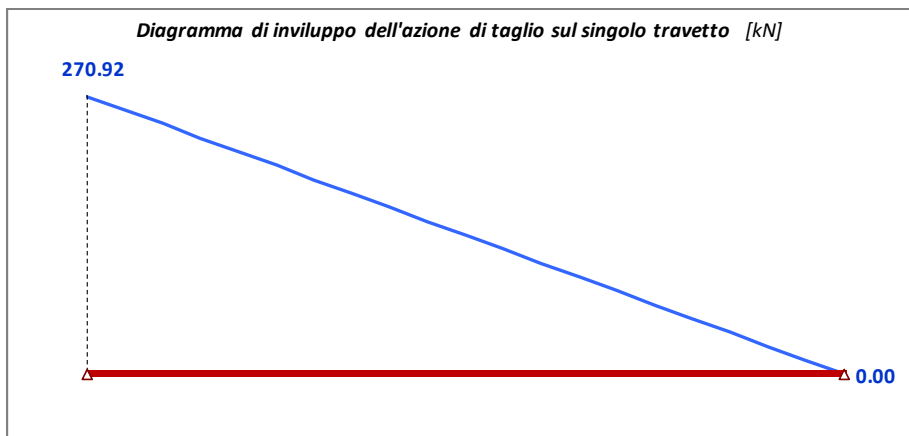
f_{tk}	540.00	Mpa
f_{yk}	450.00	Mpa
f_{yd}	391.30	Mpa
E_s	200000	Mpa
ϵ_{yd}	0.00196	
ϵ_{ud}	0.06750	

5) Dimensionamento a flessione - Stati Limite Ultimi:


Zona di progetto a flessione	M_{Sd} [kNm]	n° barre	$\varnothing$ [mm]	d' [cm]	M_{Rd} [kNm]	Esito verifica
Appoggio:	631.40	5.0	20	5	-754.44	OK

La verifica SLU a flessione è abbondantemente soddisfatta.

Relativamente alle verifiche a taglio si ottiene:

6) Dimensionamento a taglio - Stati Limite Ultimi:


Zona di analisi	$V_{Rd,cls}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	Esito prima verifica	Armatura specifica (se necessaria)	p [cm]	$V_{Rd,arm}$ [kN]
Appoggio:	361.63	296.34	OK			

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

In fine, relativamente alle verifiche a Stati Limite di Esercizio si riporta il seguente report riassuntivo:

7) Stati Limite di esercizio - Verifica delle tensioni:

- Considerare gli effetti dovuti al contributo a trazione del calcestruzzo ?
- Coefficiente di omogeneizzazione "n" considerato:

NO
n = 15

a) Verifica alle tensioni massime di compressione nel calcestruzzo							
Condizione di carico	Zona di analisi	n	M _{sd} [kNm]	X _{a.n.} [cm]	σ _{c,adm} [MPa]	σ _{c,max} [MPa]	Esito verifica
Rara	Appoggio	15	245.08	22.03	-14.94	1.89	OK
Q. P.	Appoggio	15	197.88	22.03	-11.21	1.53	OK

b) Verifica alle tensioni massime di trazione nell'acciaio							
Condizione di carico	Zona di analisi	n	M _{sd} [kNm]	X _{a.n.} [cm]	σ _{s,adm} [MPa]	σ _{s,max} [MPa]	Esito verifica
Rara	Appoggio	15	245.08	22.03	360.00	132.61	OK

9) Stati Limite di esercizio - Verifica della fessurazione:

- Condizioni ambientali definite dalla classe di esposizione del cls XC2 : Ordinarie
- Grado di sensibilità alla corrosione dell'acciaio da armatura B450C : Poco sensibile

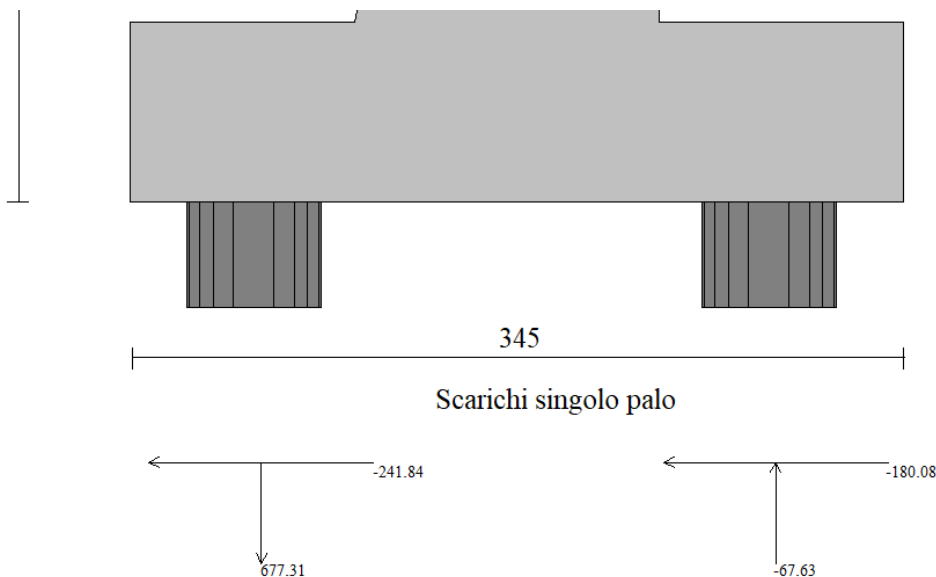
Condizione di carico	Durata del carico	n	M _{sd} [kNm]	X _{a.n.} [cm]	W _{d,adm} [mm]	W _{d,max} [mm]	Esito verifica
Frequente	Lunga	15	210.90	22.03	0.4	0.139	OK
Q. P.	Lunga	15	197.88	22.03	0.3	0.131	OK

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

7.5.2 PALI TRIVELLATI CFA600

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in oggetto sono le seguenti:

Si ipotizzano pali trivellati ad elica continua tipo CFA 600 mm incernierati in testa, per i quali si ottengono i seguenti scarichi massimi e minimi nella palificata:



	Pali frontali	Pali su retro
N _{sd,MAX} [kN]	680.00	435.00
N _{sd,min} [kN]	495.00	-70.00
V _{sd,MAX} [kN]	245.00	185.00

Per la verifica alla portanza del terreno sono state condotte le prime calcolazioni nelle due seguenti ipotesi drenate e non drenate:

- **Ipotesi 1:** terreno tutto uniforme, condizioni drenate, portanza di punta NULLA:

$\gamma_{t,secco}$ [kN/m ³]	$\gamma_{t,umido}$ [kN/m ³]	γ'_t [kN/m ³]	ϕ' [°]	c_u [kPa]	Tipo terreno
16.00	16.00	6.00	26	10	Medio

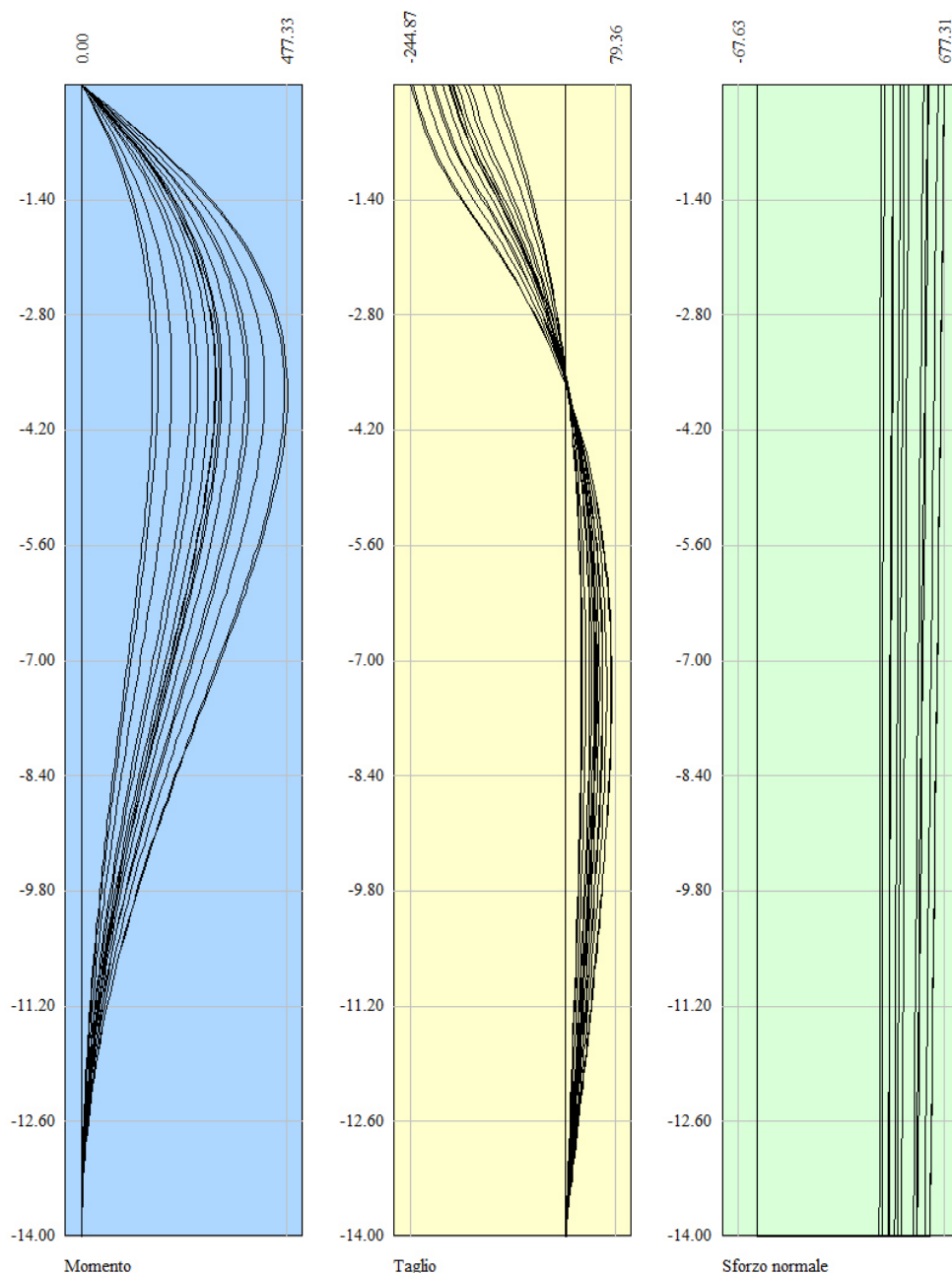
- **Ipotesi 2:** condizioni non drenate per il terreno superiore, solo angolo attrito per il terreno inferiore, portanza di punta pari al 10% del valore nominale:

$\gamma_{t,secco}$ [kN/m ³]	$\gamma_{t,umido}$ [kN/m ³]	γ'_t [kN/m ³]	ϕ' [°]	c_u [kPa]	Tipo terreno
16.00	16.00	6.00	0	45	Medio
32.50	32.50	22.50	28	0	Medio

In queste ipotesi si ottengono i seguenti valori di portata per i pali:

Condizioni di verifica		Pali frontali L=12 m	Pali su retro L= 9 m
HP 1	Resistenza a compressione [kN]	846,0 ≥ 680,0 (OK)	469,0 ≥ 435,0 (OK)
	Resistenza a trazione [kN]	876.00	504,0 ≥ 70,0 (OK)
HP 2	Resistenza a compressione [kN]	861,0 ≥ 680,0 (OK)	474,0 ≥ 435,0 (OK)
	Resistenza a trazione [kN]	803.00	448,0 ≥ 70,0 (OK)

Le sollecitazioni sul palo maggiormente caricato sono le seguenti:



I pali vengono armati con la seguente armatura:

- Armatura longitudinale: 20 Φ 16
- Armatura a taglio a spirale Φ 10/10 per i primi 3 m
- Armatura a taglio a spirale Φ 10/15 per l'ulteriore profondità

La resistenza a flessione del palo (escludendo a favore di sicurezza il contributo dello sforzo assiale) è pari a:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Calcolo momento resistente palo trivellato

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 20
Diametro barre: 1.6 [cm]
Copriferro (baric.): 5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 0 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.11 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

M-curvatura

☐ Precompresso

M_{xRd}: 810.5 kN m
 σ_c : -14.11 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 21.49 ‰
d: 115 cm
x: 16.1 x/d: 0.14
 δ : 0.7

La verifica a flessione a SLU risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica a taglio si ottiene:

Calcolo del taglio resistente in funzione della staffatura inserita:

Calcolo del taglio resistente in funzione della staffatura inserita							
Zona di progetto	V _{Ed} [kN]	ϕ_{staffe} [mm]	numero bracci	$\rho_{staffe-USED}$ [cm]	V _{RSd} [kN]	V _{RCd} [kN]	V _{Rd} [kN]
Palo ϕ 600 mm	245.0	10	2	10.0	245.2	844.5	245.2
Palo ϕ 600 mm	1.0	10	2	15.0	163.5	844.5	163.5

OK

OK

La verifica a taglio a SLU risulta soddisfatta.

Relativamente alla rottura per azioni di taglio fra palo e terreno, secondo teoria di Broms, si ottiene il prospetto di verifica a seguire:

PALI LIBERI DI RUOTARE IN TESTA, TERRENI COESIVI

Cu	45.00	KPa	coesione non drenata
D_palo	0.60	m	diametro del palo
L_palo	12.00	m	lunghezza palo
e	0.00	m	distanza del carico orizzontale dal piano campagna
M _{y,palo} (M _{Rd} SLU)	800.00	kNm	momento di plasticizzazione del palo
L/D_palo	20.00		
e/D_palo	0.00		

PALO CORTO	NO		
H _{LIM,corto}	1000.73	kN	carico limite orizzontale
M _{MAX,corto}	2961.27	kNm	momento massimo in condizioni di rottura

PALO LUNGO	SI		
H _{LIM,lungo}	442.08	kN	carico limite orizzontale

COEFF. DI SICUREZZA

		T.A.	APP.1 COMB.1 STR (R1)	APP.1 COMB.2 GEO - STATICA (R2)	APP.1 COMB.2 GEO - SISMICA (R3)	APP.2 GEO (R3)
carichi trasversali	γ_T	2.50	1.00	1.60	1.30	1.30
Fattore di correlazione n°1 sondaggio	$\xi_3 = \xi_4$	1.00	1.70	1.70	1.70	1.70

PORTATA DEL PALO SINGOLO A TAGLIO

	[kN]	T.A.	APP.1 COMB.1 STR (A1-M1- R1)	APP.1 COMB.2 GEO - STATICA (A2-M1-R2)	APP.1 COMB.2 GEO - SISMICA (A2-M1-R3)	APP.2 GEO (A1-M1-R3)
orizzontale limite	H _{limite}	442.08	442.08	442.08	442.08	442.08
orizzontale caratteristica	H _k	442.08	260.05	260.05	260.05	260.05
orizzontale di progetto	H _d	176.83	442.08	276.30	340.06	340.06

H _{Ed} [kN]
245.00

OK

8 WBS 0.2 – INTERVENTI DI RIPROFILATURA E RISAGOMATURA DELL'ALVEO PROGNO AVESA

In premessa sono descritti gli interventi. Il presenta paragrafo tratta il dimensionamento strutturale delle opere in oggetto.

8.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi è eseguita per metro di profondità del manufatto:

8.1.1.1 CARICHI PERMANENTI

– (g_{1s}) Peso proprio

(g_{1s}) Peso proprio del paramento

$$0,35 \times 25,00 + 0,05 \times 2200 = 9.85 \text{ kN/m}^2$$

(g_{1f}) Peso proprio fondazione

$$0,50 \times 25,00 = 12.50 \text{ kN/m}^2$$

8.1.1.2 CARICHI ACCIDENTALI

Viene considerato un carico accidentale che rappresenta il peso di eventuali mezzi d'opera che operano sulle arre agricole soprastanti

$$Q_k \text{ mezzi} = 10 \text{ kN/mq}$$

8.1.1.3 SPINTA IDRAULICA INTERNO ALVEO

Si considera la presenza dell'acqua all'interno dell'alveo nell'ipotesi che raggiunga un'altezza pari a 2.80. Tale altezza è ricavata dalla relazione idraulica

8.1.1.4 SPINTA DELLE TERRE

Si considera la stratigrafia riportata in relazione geologica

PROFONDITÀ (m da p.c.)	LITOLOGIA ORIENTATIVA	c_u	c'	ϕ'	E'	M_o	Y
<i>p.c. a - 0,80</i>	<i>Terreno vegetale</i>	--	--	--	--	--	--
<i>-0,80 – 10,00</i>	<i>Limi argillosi – sabbiosi</i>	<i>40 kPa</i>	<i>10 kPa</i>	<i>26°</i>	<i>180 Kg/cm²</i>	<i>40 Kg/cm²</i>	<i>16 KN/m³</i>
<i>-10,00 – 13,00</i>	<i>Sabbie limose e sabbie</i>	<i>60 kPa</i>	--	<i>28°</i>	<i>250 Kg/cm²</i>	<i>50 Kg/cm²</i>	<i>17 KN/m³</i>

La spinta sul paramento è determinata considerando il coefficiente di spinta a riposo per il modello a vasca. La spinta viene data come pressione sugli shell del paramento nel modello bidimensionale a vasca.

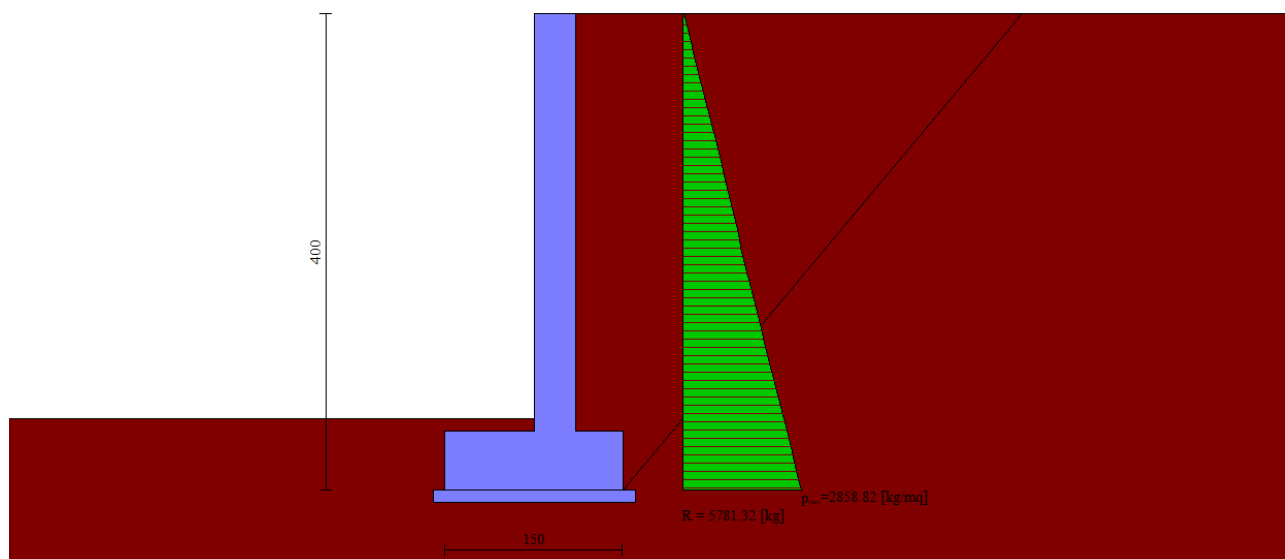


Figura 49 - Spinta delle terre comprensiva dei carichi accidentali in sommità

8.1.1.5 SISMA

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

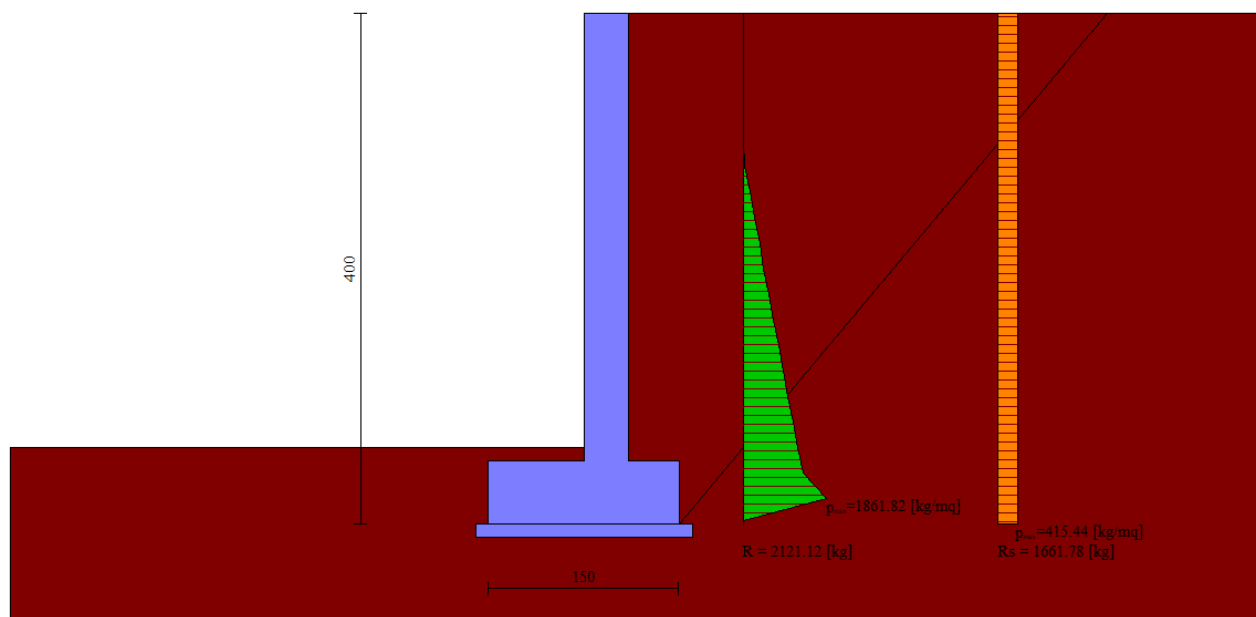


Figura 50 - Spinta delle terre in condizione sismica e spinta sismica comprensiva delle forze di inerzia sui muri

In presenza di sisma il carico accidentale dei veicoli non è considerato

8.2 MODELLO CON MURO A VASCA H= 3.80 M

Lo studio analitico è stato condotto mediante simulazione numerica del comportamento meccanico delle strutture. Le analisi sono state approntate con l'ausilio di un modello numerico agli elementi finiti, nell'ipotesi di comportamento elastico lineare, al fine di valutare gli effetti dei pesi permanenti, accidentali, del vento e del sisma sulla struttura in esame nello stato di esercizio, appositamente approntato per la schematizzazione tridimensionale della struttura e la valutazione del comportamento statico. A tale scopo è stato utilizzato il programma CMP versione 36 e XFINEST. Questo codice di calcolo automatico permette, mediante discretizzazione col metodo degli elementi finiti, la risoluzione numerica nel campo elastico lineare del problema differenziale della meccanica del continuo. La simulazione è stata condotta mediante schematizzazione tridimensionale degli elementi, realizzando un modello numerico, adatto a rappresentare adeguatamente la struttura in tutti i suoi dettagli costruttivi noti. Il disegno della mesh è stato condotto seguendo nel dettaglio la geometria delle strutture resistenti. La descrizione numerica della struttura si è avvalsa di elementi finiti, di tipo "beam" (travi e pilastri) definiti geometricamente mediante due nodi e da elementi finiti tridimensionali di tipo "plate" (solai e pareti) definiti geometricamente mediante quattro nodi

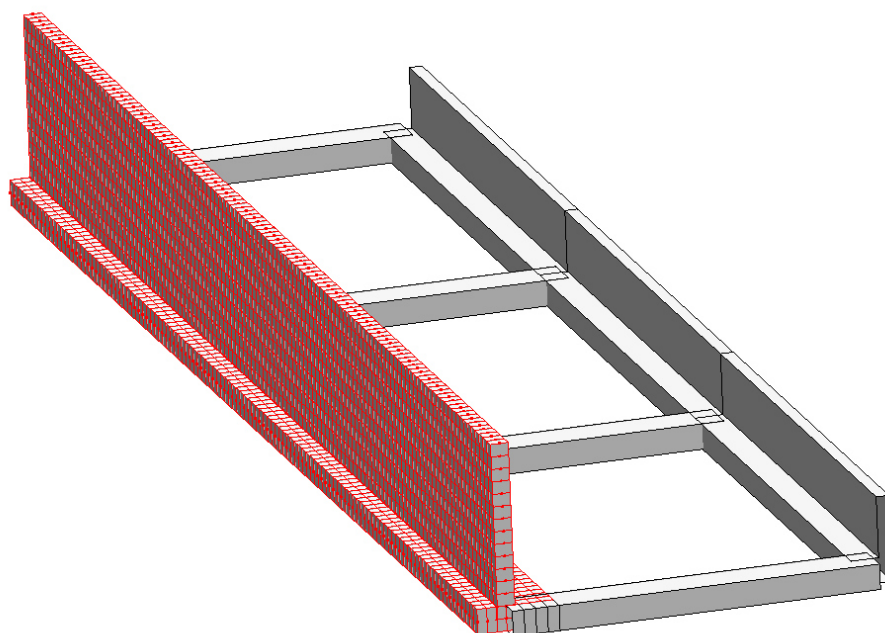


Figura 51 - Modello di calcolo

8.2.1.1 ARMATURA DISPOSTA

Paramento verticale

Legenda armature Estr. dir.2
T2 Ø16/20" d'=4 cm
Non Verificato

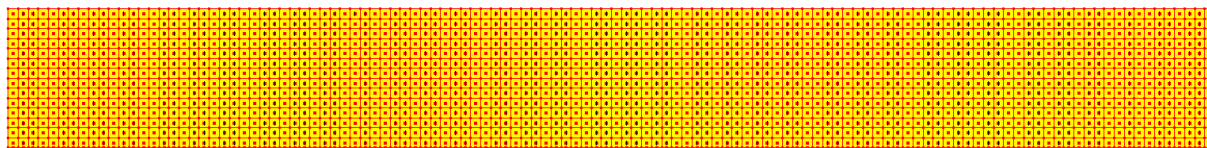


Figura 52 – Armatura verticale paramento verticale lato alveo

Legenda armature Estr. dir.2
T2 Ø16/20" d'=4 cm
T2 Ø16/20" d'=4 cm + Ø16/20" d'=4 cm
Non Verificato

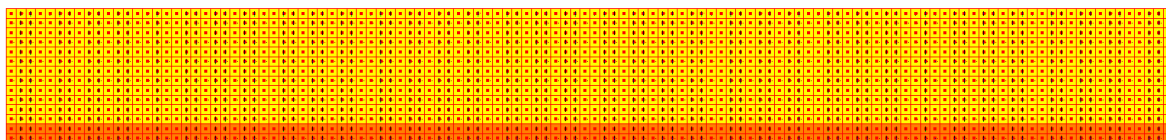


Figura 53 – Armatura verticale paramento verticale lato terreno

Legenda armature Estr. dir.3
T1 Ø12/20" d'=5 cm
Non Verificato

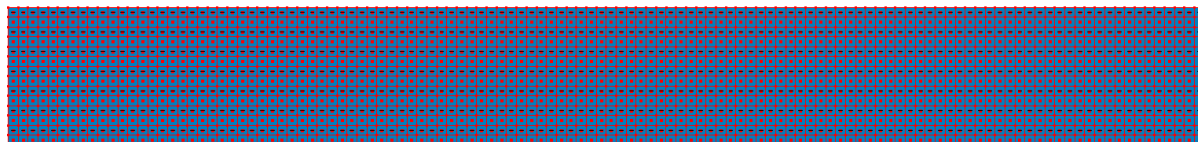


Figura 54 - Armatura orizzontale intradosso ed estradosso paramento

Fondazione paramento verticale

Legenda armature Estr. dir.3
T3 Ø14/15" d'=4 cm
Non Verificato

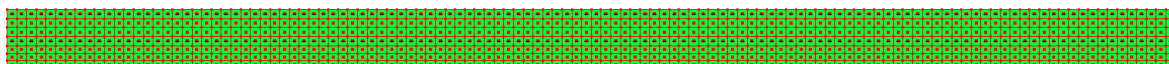


Figura 55 – Armatura longitudinale intradosso ed estradosso fondazione

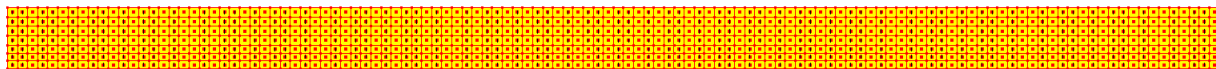
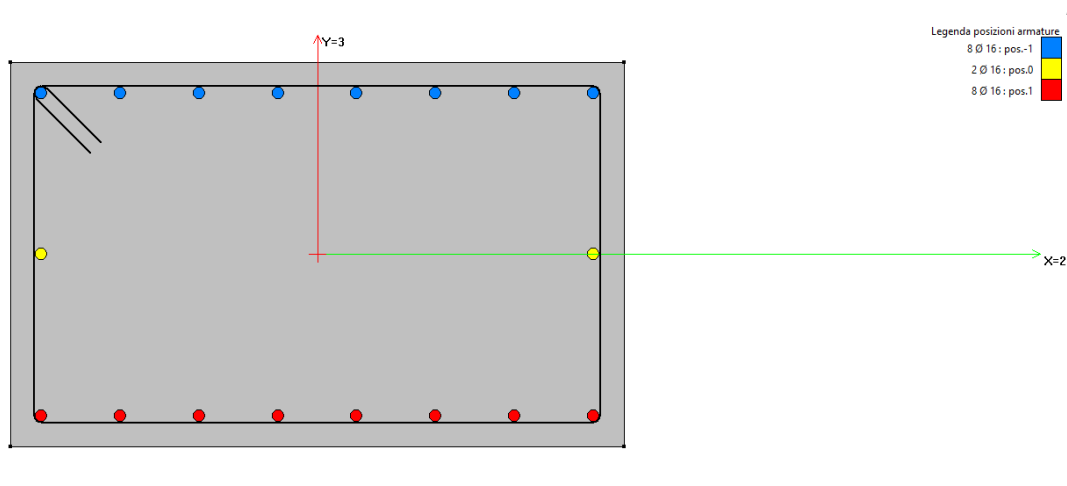
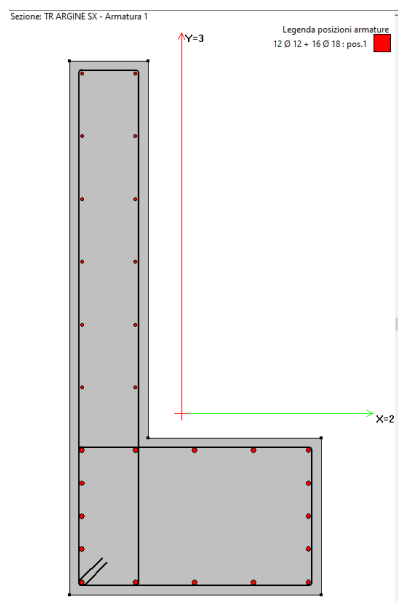


Figura 56 – Armatura trasversale intradosso ed estradosso fondazione

Soglie



Sottomurazione argine sx



RIASSUNTO ARMATURE

- 1Ø16/20 - interni verticali lato alveo sul paramento
- 1Ø16/20 - esterni verticali lato terreno sul paramento + infittimenti alla base 1Ø16/20
- 1Ø 16/20 - riprese verticali dalle fondazioni
- 1+1Ø12/20 - ripartitori orizzontali

Fondazioni

- 1+1Ø14/15 - ripartitori orizzontali
- 1Ø16/20 – staffe orizzontali

Soglie

- 8+8 ϕ 16 – correnti inferiori e superiori
- 1 ϕ 12/15 – staffe a 2 bracci

Sottomurazioni argine sx

- 16 ϕ 18+12 ϕ 12 – correnti inferiori e superiori
- 1 ϕ 12/20 – staffe a 2 bracci

8.2.1.2 SOLLECITAZIONI

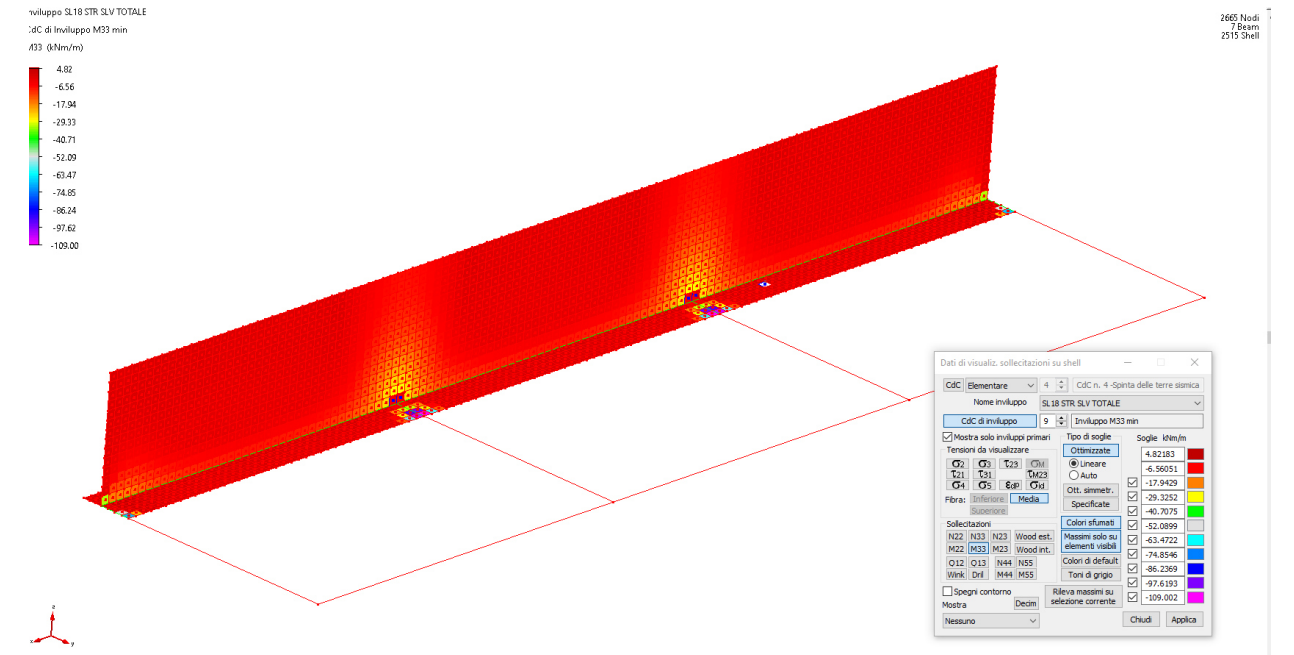


Figura 57 – M33 min - dir orizzontale e longitudinale fondazione muro

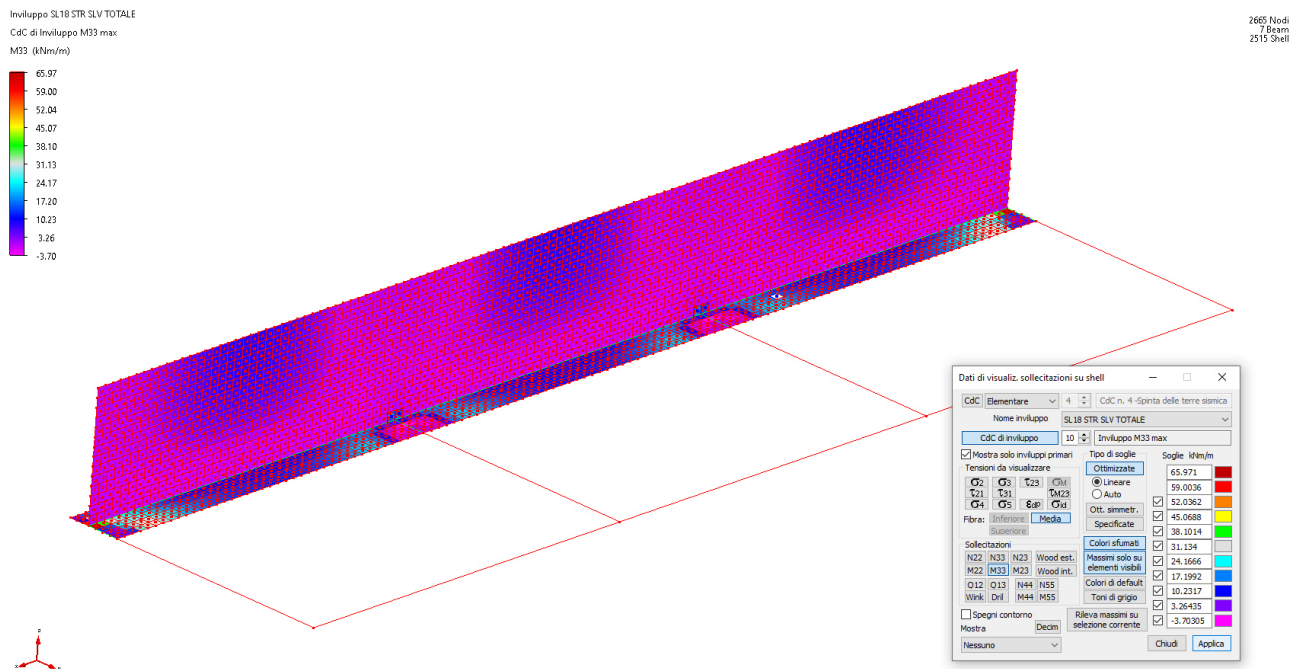


Figura 58 – M33 max - dir orizzontale e longitudinale fondazione muro

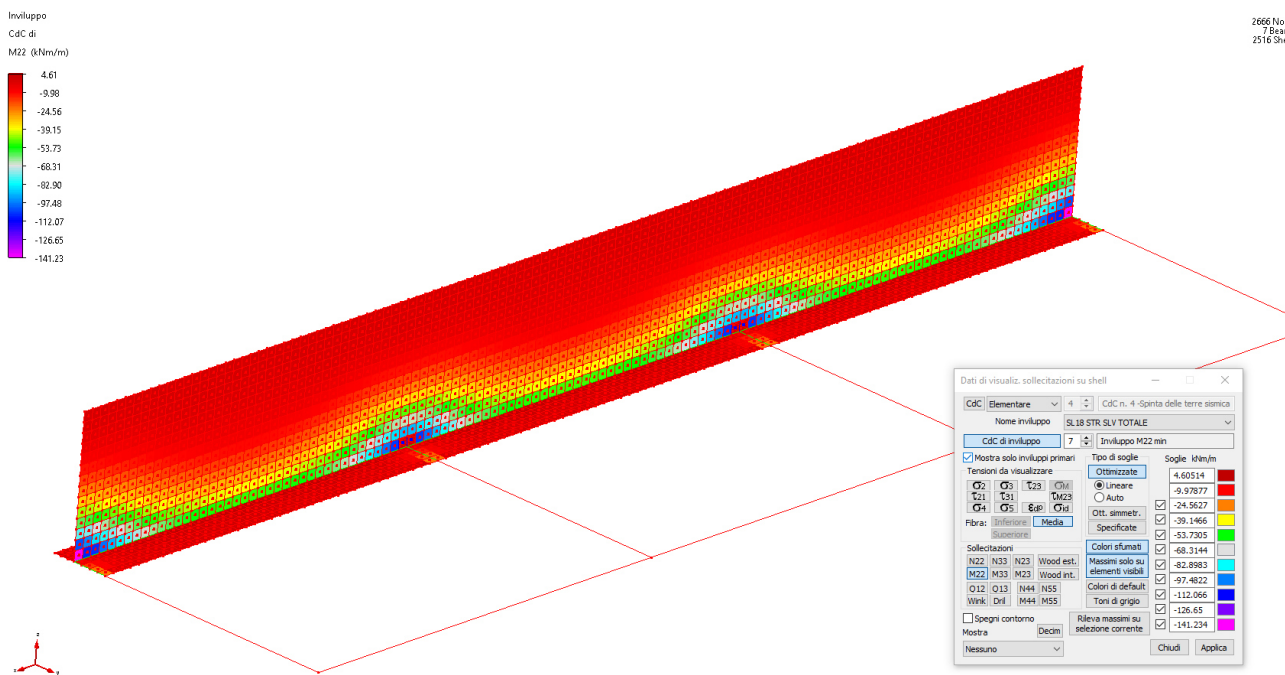


Figura 59 – M22 min - dir verticale e trasversale fondazione muro

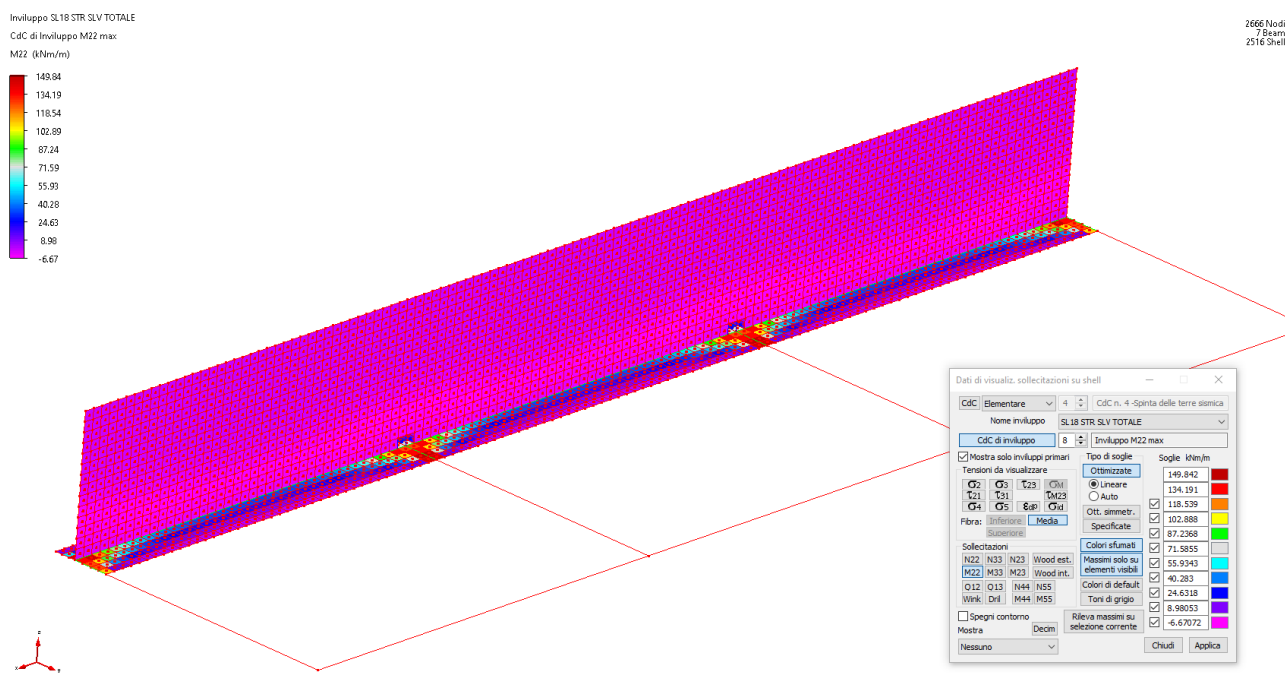


Figura 60 M22 max - dir verticale e trasversale fondazione muro

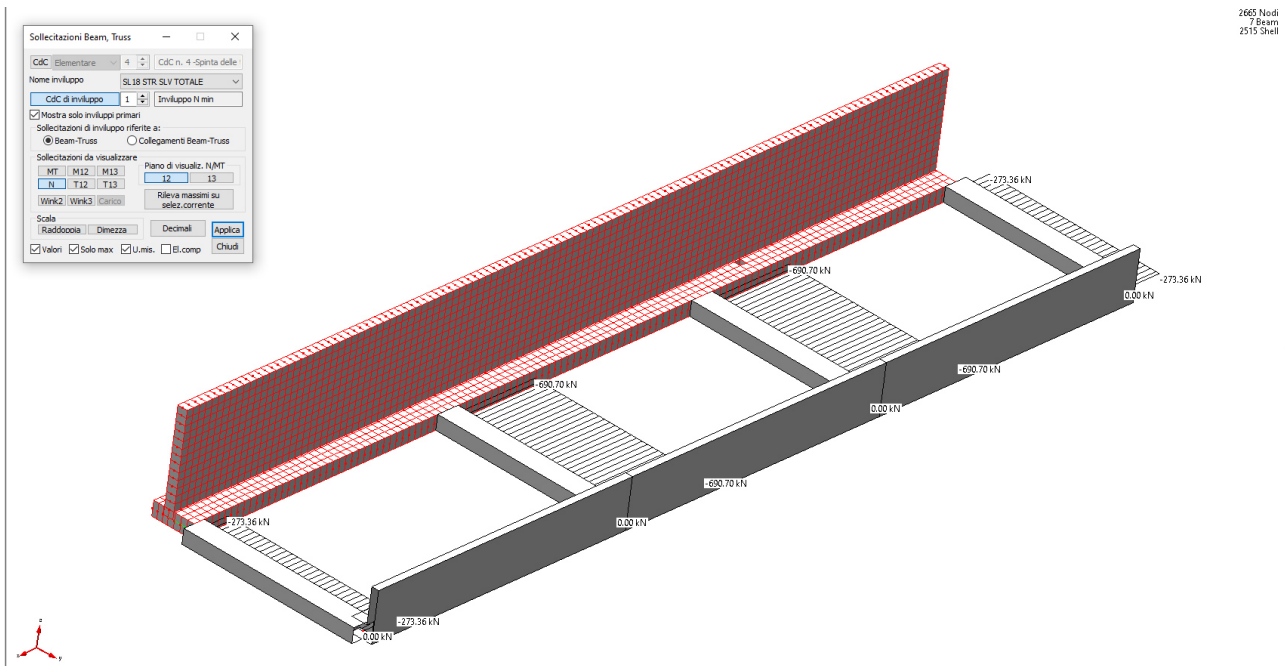


Figura 61 – Nmin

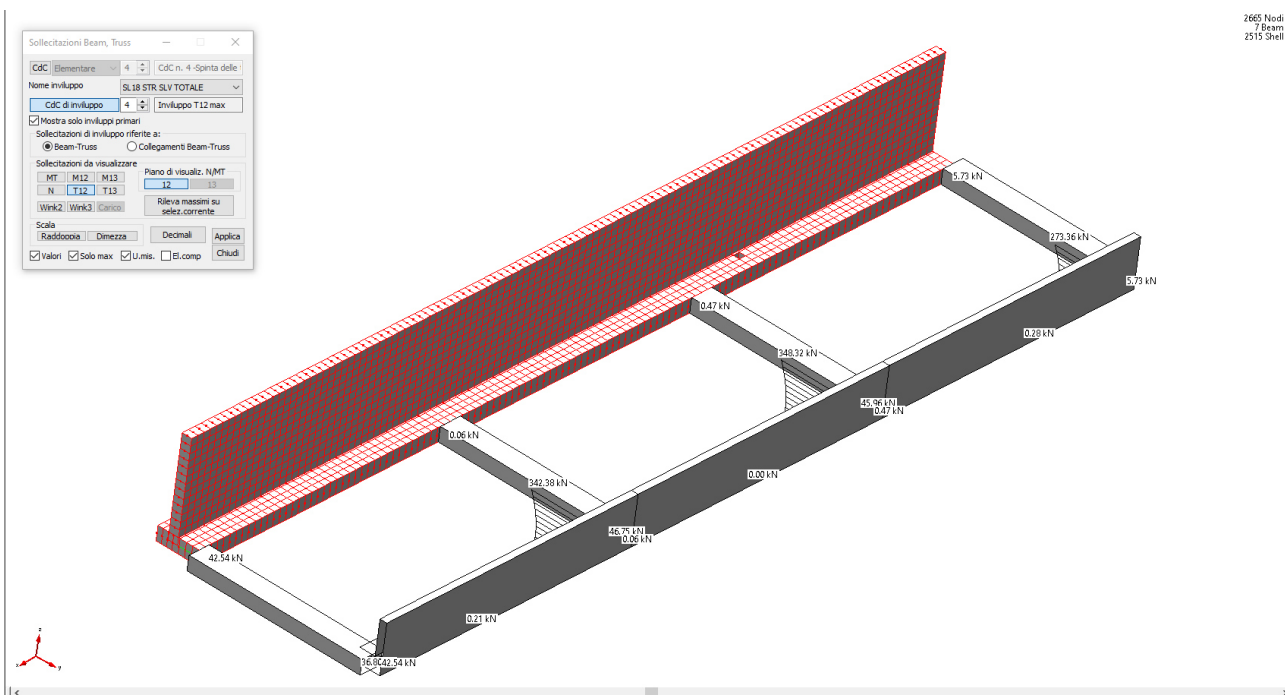


Figura 62 - T12 max

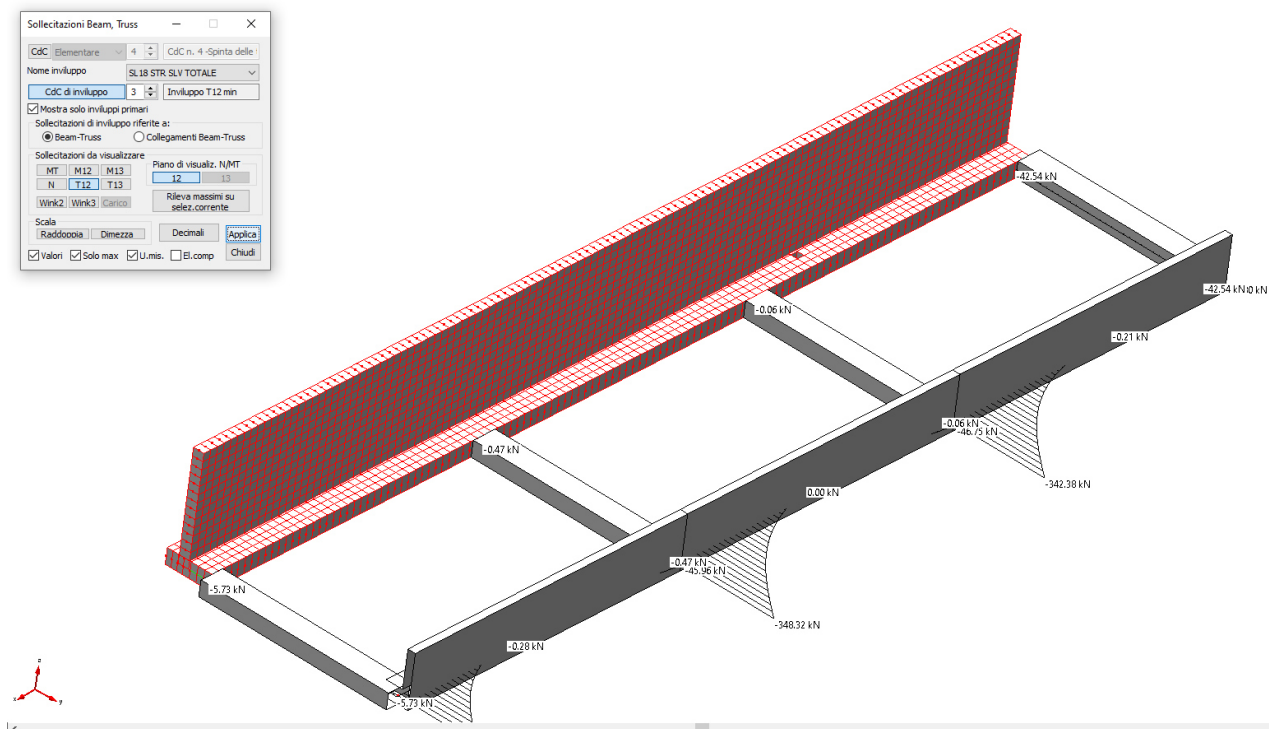


Figura 63 - T12 min

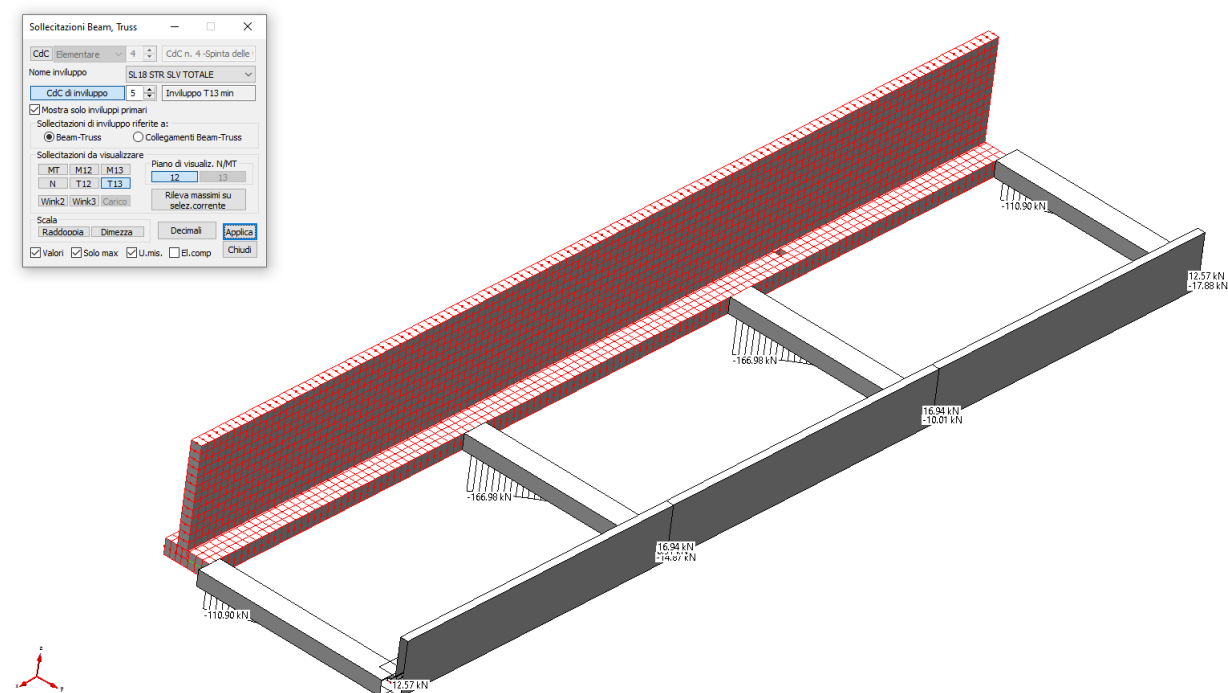


Figura 64 - T13min

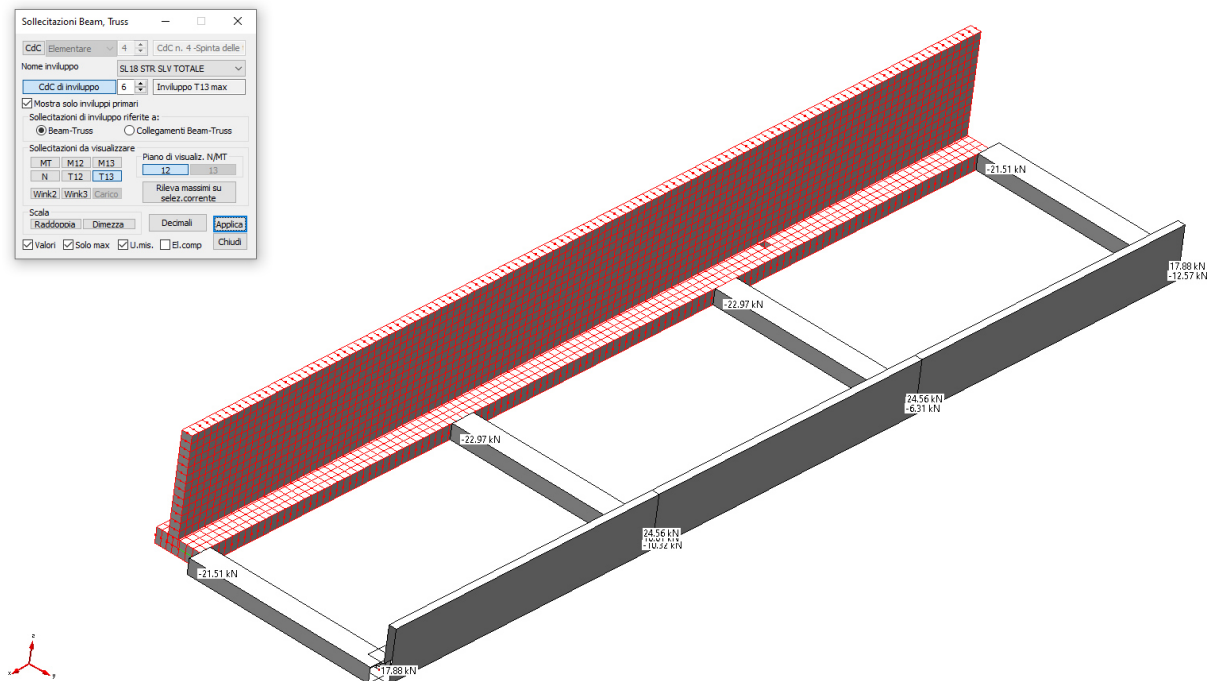


Figura 65 - T13-max

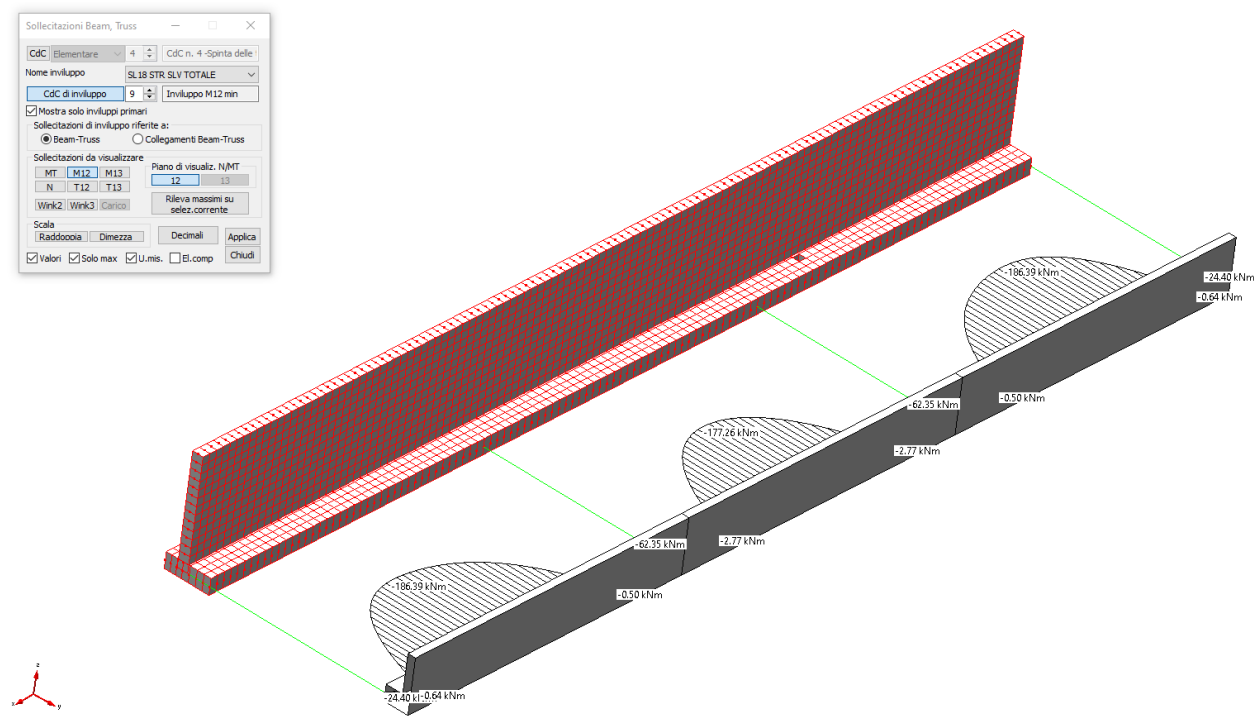


Figura 66 - M12 min

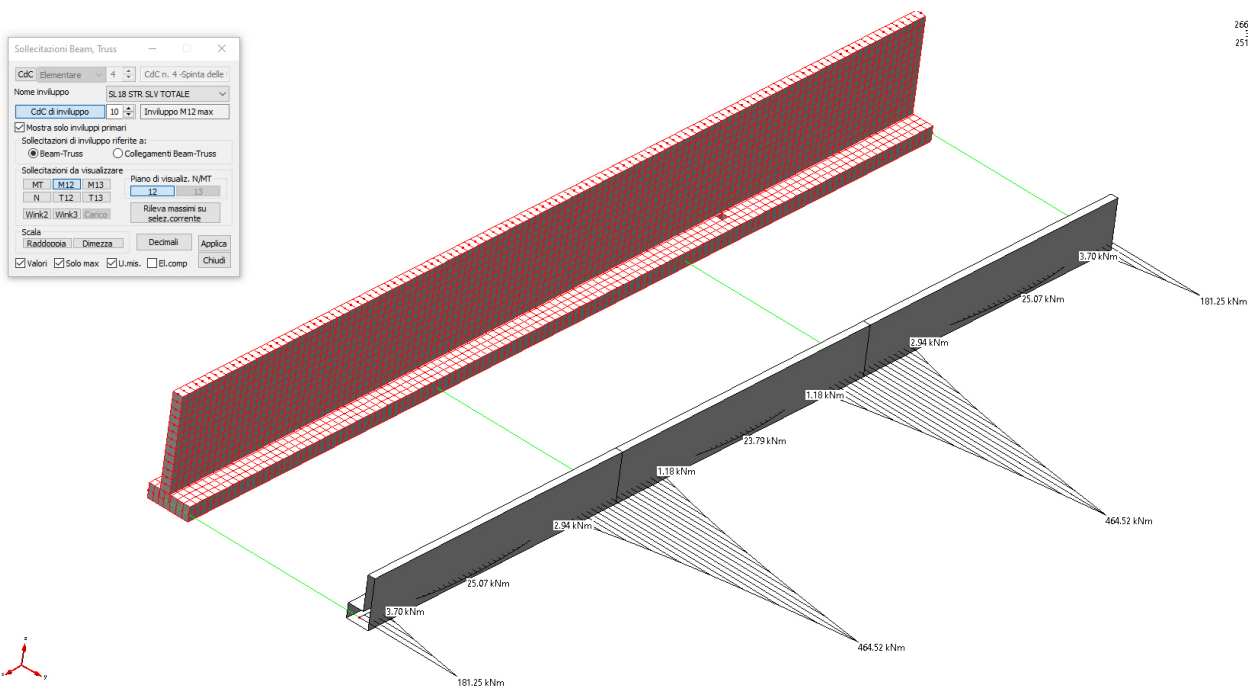


Figura 67 - M12 max

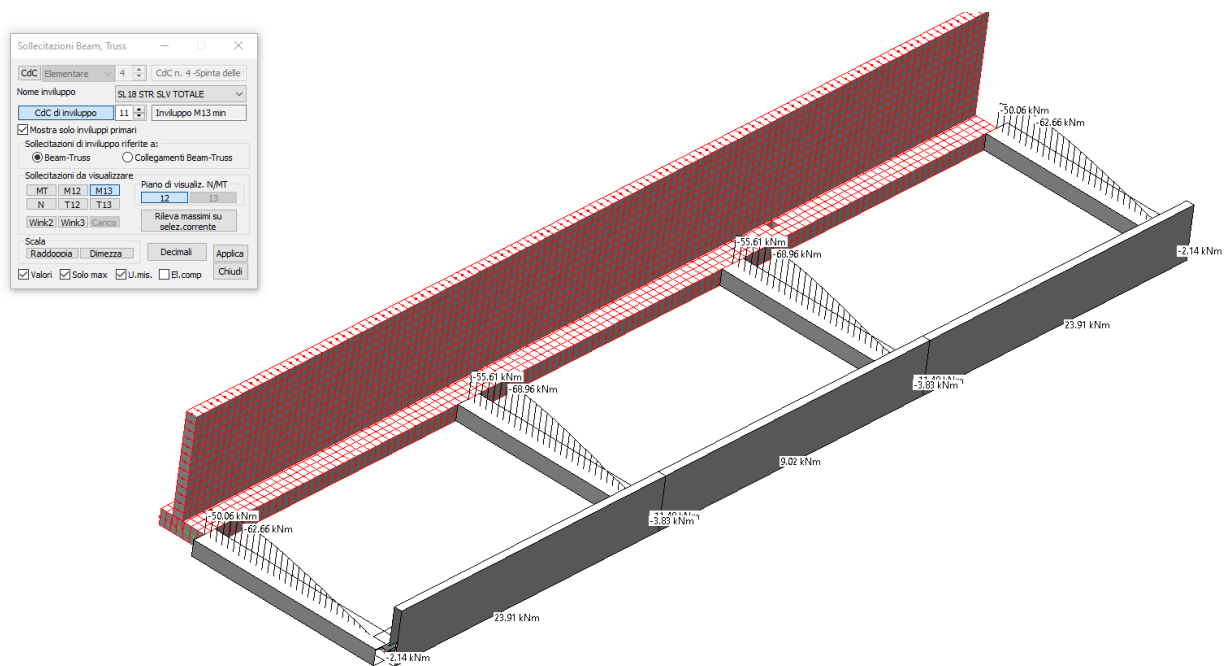


Figura 68 - M13 min

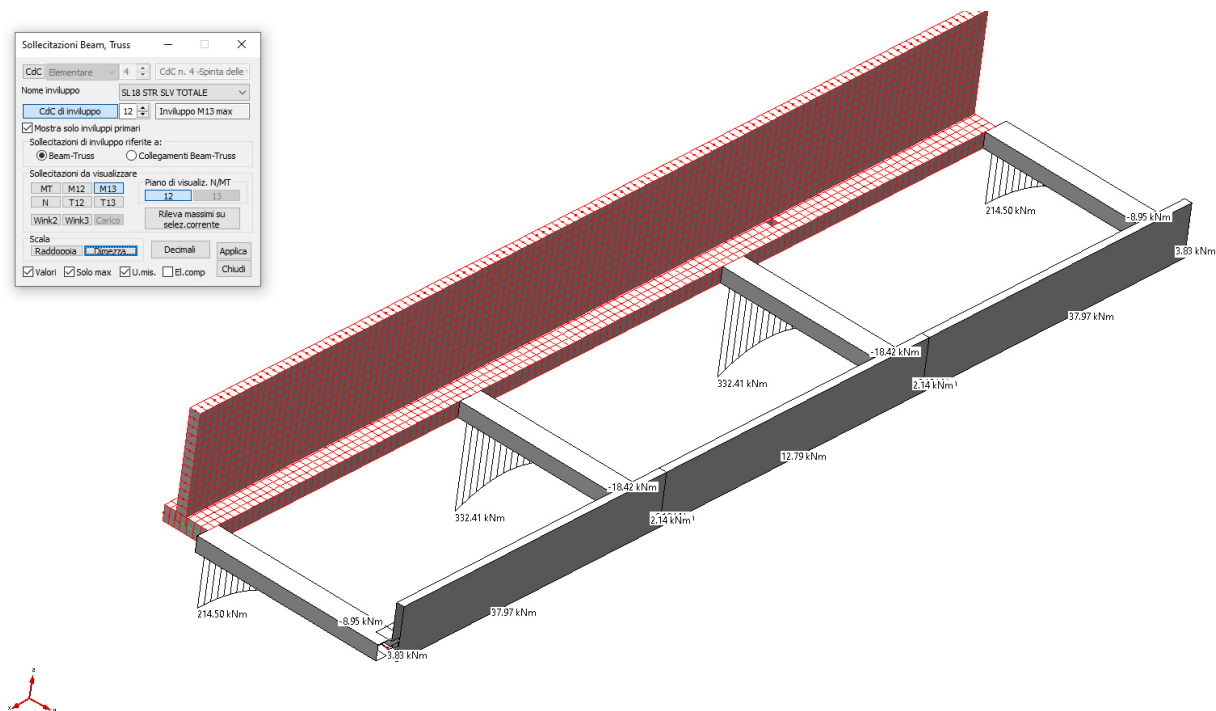


Figura 69 - M13 max

8.2.1.3 VERIFICHE STRUTTURALI - TASSO DI SFRUTTAMENTO

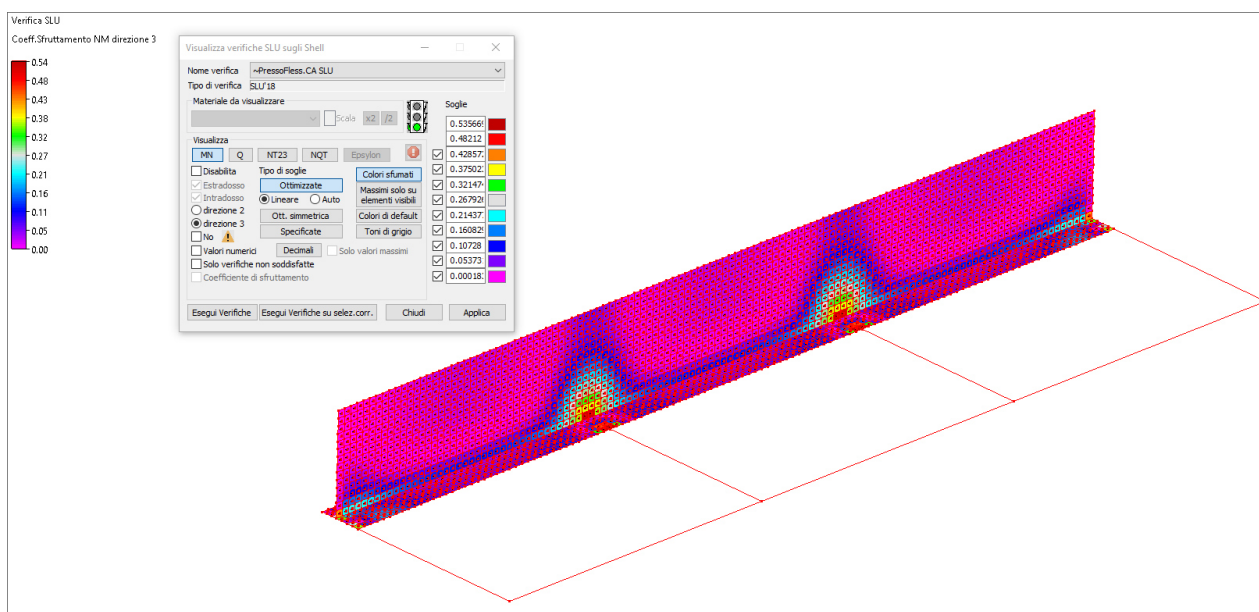


Figura 70 - Verifica in direzione orizzontale - Coeff sfruttamento 54%

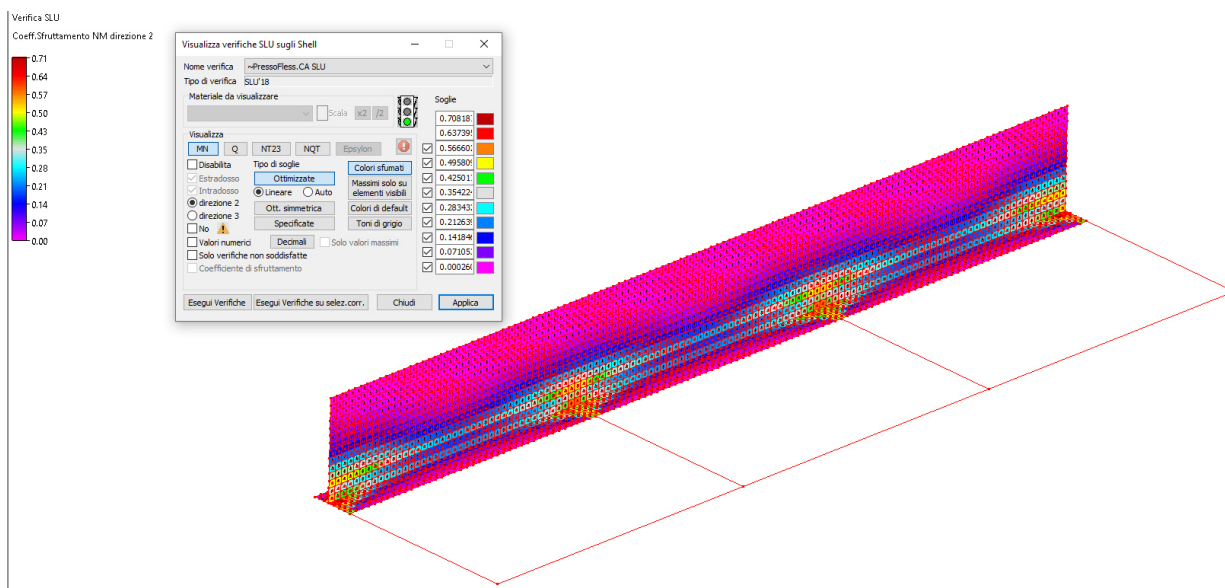


Figura 71- Verifica in direzione verticale - Coeff sfruttamento 71%

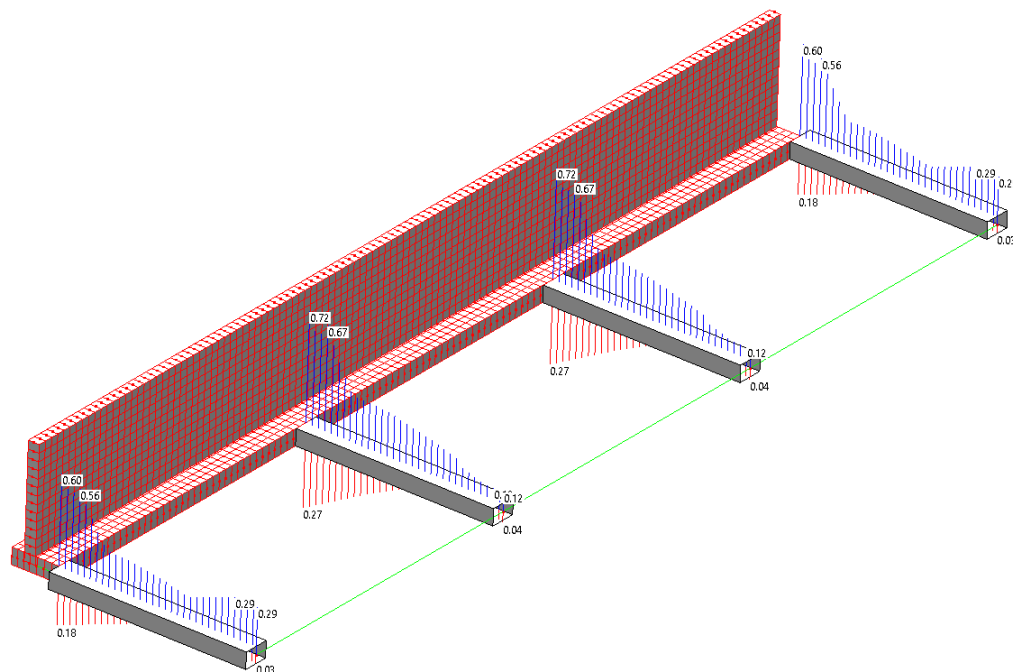


Figura 72 - Verifica arm trasversali soglia - Coeff sfruttamento a momento 72 % a taglio 27%

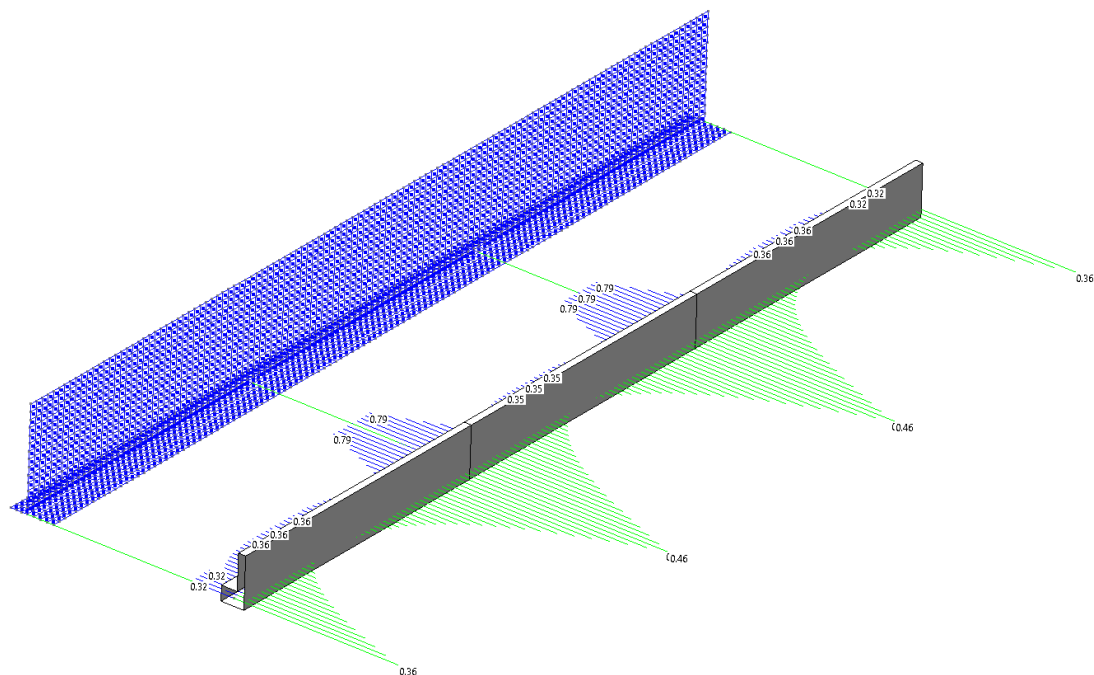


Figura 73 - Verifica arm trasversali soglia - Coeff sfruttamento a momento 79 % a taglio 46%

8.3 FASCICOLO DEI CALCOLI

8.3.1 VERIFICHE SU ELEMENTI TIPO BEAM - TRUSS

A seguito verranno indicate le verifiche più gravose per ogni sezione base o armatura

8.3.1.1 Descrizione set involuppi di verifica

Di seguito sono descritti i set involuppi di verifica utilizzati:

8.3.1.1.1.1 DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA "SL18 TOTALE"

È costituito dai seguenti involuppi:

8.3.1.1.1.1.2 - Involuppi SLE Combinazione Frequente secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo "SL18 SLE freq."

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 - Spinta delle terre statica + carichi acc	Permanente		1	1
CdC elem. 6St	CdC n. 6 - Acqua interno alveo	Variabile		1	1

8.3.1.1.1.1.3 - Involuppi SLE Combinazione Rara secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo "SL18 SLE caratt."

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 - Spinta delle terre statica + carichi acc	Permanente		1	1
CdC elem. 6St	CdC n. 6 - Acqua interno alveo	Variabile		1	1

8.3.1.1.1.4 - Involuppi SLE Combinazione Q.Perm. secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo “SL18 SLE q.perm.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 - Spinta delle terre statica + carichi acc	Permanente		1	1
CdC elem. 6St	CdC n. 6 - Acqua interno alveo	Variabile		0	0

8.3.1.1.1.5 - Involuppi S.L.U. secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo “SL18 STR SLV TOTALE”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	SL18 STR SLU1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	SL18 STR SLU2 SISMA	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell’involuppo “SL18 STR SLV TOTALE”

Descrizione involuppo “SL18 STR SLU1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	CdC n. 3 - Spinta delle terre statica + carichi acc	Permanente		1	1.3
CdC elem. 6St	CdC n. 6 - Acqua interno alveo	Variabile		0	1.5

Descrizione involuppo “SL18 STR SLU2 SISMA”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	CdC n. 4 - Spinta delle terre sismica	Permanente		1	1
CdC elem. 5St	CdC n. 5 - Sisma	Var.non Contemp.	1	0	1

8.3.2 VERIFICHE T.A.-S.L.E.

Significato dei parametri:

Mat: indica il numero del materiale a cui la verifica fa riferimento

Ver: indica la condizione di carico elementare di appartenenza delle sollecitazioni di verifica. Se la verifica è stata generata da un inviluppo assume il seguente significato:

- 1 inviluppo che determina lo sforzo normale massimo negativo
- 2 inviluppo che determina lo sforzo normale massimo positivo
- 3 inviluppo che determina il taglio 1-2 massimo negativo
- 4 inviluppo che determina il taglio 1-2 massimo positivo
- 5 inviluppo che determina il taglio 1-3 massimo negativo
- 6 inviluppo che determina il taglio 1-3 massimo positivo
- 7 inviluppo che determina il momento torcente massimo negativo
- 8 inviluppo che determina il momento torcente massimo positivo
- 9 inviluppo che determina il momento flettente 1-2 massimo negativo
- 10 inviluppo che determina il momento flettente 1-2 massimo positivo
- 11 inviluppo che determina il momento flettente 1-3 massimo negativo
- 12 inviluppo che determina il momento flettente 1-3 massimo positivo
- 17 inviluppo che determina S1 massimo negativo
- 18 inviluppo che determina S1 massimo positivo
- 19 inviluppo che determina S2 massimo negativo
- 20 inviluppo che determina S2 massimo positivo
- 21 inviluppo che determina S3 massimo negativo
- 22 inviluppo che determina S3 massimo positivo
- 23 inviluppo che determina S4 massimo negativo
- 24 inviluppo che determina S4 massimo positivo

I simboli S1, S2, S3, S4 indicano la “sigma combinata” e si riferiscono al calcolo della tensione fittizia valutata in ipotesi di linearità del comportamento del materiale e resistenza indefinita, la cui massimizzazione individua la più probabile verifica peggiore a pressoflessione, valutata con la formula (sigma positiva indica trazione)

$$\sigma_{id} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{12}}{W_{12}} \pm \frac{M_{13}}{W_{13}}$$

(W sono i moduli di resistenza) sui quattro spigoli del rettangolo ideale con moduli di resistenza pari a quelli della sezione base dell’asta.

Dist: indica la distanza dal punto di inizio beam della sezione verificata

Sollecitazioni di verifica:

- N = sforzo normale agente in direzione dell’asse locale 1
V₁₂, V₁₃ = tagli agenti in direzione 2 e 3
M₁₂, M₁₃ = momenti agenti nei piani 12 e 13
MT = momento torcente

ArmNM = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a pressoflessione deviata, seguito dalla posizione delle barre al positivo e al negativo; le verifiche vengono svolte con le posizioni inferiori o uguali alle posizioni al positivo e maggiori o uguali al negativo.

ArmT = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a taglio, seguito dal numero del tratto di staffatura

ArmNMT = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a pressoflessione deviata e taglio, seguito dalla posizione delle barre al positivo, al negativo e dal tratto di staffatura

d₂, d₃ = altezze utili per verifiche a taglio agente in direzione 2 e 3

b_{w2}, b_{w3} = larghezze utili per verifiche a taglio agente in direzione 2 e 3

n_{st2}, n_{st3} = numero braccia utili per le verifiche a taglio V₁₂ e V₁₃ agenti in direzione 2 e 3 rispettivamente.

corr. = armatura longitudinale corrente

Pos = posizione delle barre longitudinali di armatura

$\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$: indicano le tensioni massime ottenute dalla verifica a tenso-pressoflessione deviata.

CoeffV12, CoeffV13: indicano i coefficienti di sfruttamento a taglio in direzione 2 e 3. CoeffV12 è dato dal rapporto tra il taglio di calcolo V12 agente in direzione 2 e la resistenza a taglio Vr12 in direzione 2.

All'inizio di una riga, nelle tabelle con i risultati delle verifiche, possono comparire i seguenti simboli:

VT = verifica a taglio a Tensioni Ammissibili

AM = verifica delle armature minime richieste per il contenimento della fessurazione: $A_{s,\min}$ è l'armatura minima richiesta ai sensi della UNI EN 1992-1-1:2005 (§7.3.2), $A_{s,\text{disp}}$ è l'armatura disponibile nella zona tesa. Qualora non siano presenti armature nell'area tesa il calcolo viene eseguito traslando l'asse neutro parallelamente a se stesso fino a raggiungere la prima barra disponibile, e riaggiornando i valori. In tal caso i valori in tabella sono accompagnati da un “^”.

VF = verifica di formazione delle fessure: $\sigma_{\max}$ è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).

VD = verifica di decompressione: $\sigma_{\max}$ è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).

VA = verifica di apertura delle fessure: w è l'apertura della fessura. Il gruppo di esigenza ed il valore ammissibile utilizzati sono quelli del materiale di riferimento della sottosezione (armatura), ed il tipo di armatura (sensibile/poco sensibile) è quello del materiale delle barre di armatura della sottosezione (se è presente almeno una barra sensibile viene considerata questa come tipo di armatura nella verifica). Nella colonna IDc/TArm, IDc è l'ID del materiale calcestruzzo di riferimento della sottosezione, TArm è il tipo di armatura utilizzato nella verifica di apertura delle fessure (0 = armatura sensibile, 1 = armatura poco sensibile);

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte

Per le verifiche a SLE il gruppo di esigenza (livello di aggressività dell'ambiente) utilizzato è riportato nella descrizione delle caratteristiche dei materiali.

8.3.2.1 Verifica di Resistenza “~Presso Fless.CA SLE rare”

Tipo Verifica: Stati Limite d'Esercizio (DM 17/01/2018)

Combinazione di Carico: rara

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Set Involuppo di Verifica utilizzato: “SL18 TOTALE”

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~TRAVI C.A.

Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm ²)
n.18	Cls C25/30	0	15
n.26	B450C	360	-

8.3.2.1.1 Beam n.1 - Sezione “TR ARGINE SX”

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -0.0735112 m; 0.0364973 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 16Ø18 (Pos.1, corr.) + 12Ø12 (Pos.1, corr.)

$d_2 = 76$ cm, $b_{w2} = 50$ cm, $d_3 = 166$ cm, $b_{w3} = 21$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 0$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 0$, Ø 12 a passo 20 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	σ_{max} (N/mm ²)	σ_{min} (N/mm ²)
18	1	0.00	0.00	358.84	-7.46	1 (1,-1)	0.00	-10.08
26	1	0.00	0.00	358.84	-7.46	1 (1,-1)	298.00	-125.24

8.3.2.1.2 Beam n.35 - Sezione "TR 80x50 [Rettangolare 80x50 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 8Ø16 (Pos.1, corr.) + 8Ø16 (Pos.-1, corr.)

 $d_2 = 76 \text{ cm}$, $b_{w2} = 50 \text{ cm}$, $d_3 = 46 \text{ cm}$, $b_{w3} = 80 \text{ cm}$

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

 staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 15 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	σ_{max} (N/mm ²)	σ_{min} (N/mm ²)
26	1	0.00	-210.27	67.57	140.86	1 (1,-1)	193.76	-98.20

8.3.2.1.3 Beam n.36 - Sezione "TR 80x50 [Rettangolare 80x50 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 8Ø16 (Pos.1, corr.) + 8Ø16 (Pos.-1, corr.)

 $d_2 = 76 \text{ cm}$, $b_{w2} = 50 \text{ cm}$, $d_3 = 46 \text{ cm}$, $b_{w3} = 80 \text{ cm}$

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

 staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 15 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	σ_{max} (N/mm ²)	σ_{min} (N/mm ²)
18	1	0.00	-531.29	-0.74	223.96	1 (1,-1)	0.00	-8.85
26	1	0.00	-531.29	-0.74	223.96	1 (1,-1)	189.56	-104.71

8.3.2.2 Verifica di Resistenza-Fessurazione "~-Presso Fless.CA SLE q.perm"
Tipo Verifica: Stati Limite d'Esercizio (DM 17/01/2018)

Combinazione di Carico: quasi permanente

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Set Involuppo di Verifica utilizzato: "SL18 TOTALE"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~TRAVI C.A.

Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm ²)
n.18	Cls C25/30	0	11.25
n.26	B450C	-	-

8.3.2.2.1.1 Parametri per verifiche di fessurazione:

Le verifiche di fessurazione consistono in verifiche di: apertura fessure

È stato considerato il caso di azioni di lunga durata o azioni ripetute

Le verifiche di apertura delle fessure mostrate sono solo quelle la cui la massima tensione di trazione nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) supera il valore limite di formazione delle fessure.

La tensione σ_s di cui alla formula (7.9) della UNI EN 1992-1-1:2005 è calcolata come media di tutte le barre tese.

Per ulteriori dettagli sui parametri delle verifiche di fessurazione si veda la descrizione delle caratteristiche dei materiali.

8.3.2.2.2 Beam n.1 - Sezione "TR ARGINE SX"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -0.0735112 m; 0.0364973 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 16Ø18 (Pos.1, corr.) + 12Ø12 (Pos.1, corr.)

$d_2 = 76$ cm, $b_{w2} = 50$ cm, $d_3 = 166$ cm, $b_{w3} = 21$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 0$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 0$, Ø 12 a passo 20 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	σ_{max} (N/mm ²)	σ_{min} (N/mm ²)
Verifiche di apertura fessure:								
VA:	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	w (mm)	IDc/TArm
18	1	0.00	0.00	358.84	-7.46	1 (1,-1)	0.00	-10.08
26	1	0.00	0.00	358.84	-7.46	1 (1,-1)	298.00	-125.24
VA:	1	0.00	0.00	358.84	-7.46	1 (1,-1)	0.19	18/1

8.3.2.2.3 Beam n.35 - Sezione "TR 80x50 [Rettangolare 80x50 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 8Ø16 (Pos.1, corr.) + 8Ø16 (Pos.-1, corr.)

$d_2 = 76$ cm, $b_{w2} = 50$ cm, $d_3 = 46$ cm, $b_{w3} = 80$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 15 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\min}$ (N/mm ²)
-----	-----	-------------	-----------	--------------	--------------	-------	---	---

Verifiche di apertura fessure:

VA:	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	w (mm)	IDc/TArm
-----	-----	-------------	-----------	--------------	--------------	-------	-----------	----------

26	1	0.00	-210.27	67.57	140.86	1 (1,-1)	193.76	-98.20
----	---	------	---------	-------	--------	----------	--------	--------

8.3.2.2.4 Beam n.36 - Sezione "TR 80x50 [Rettangolare 80x50 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 8Ø16 (Pos.1, corr.) + 8Ø16 (Pos.-1, corr.)

 $d_2 = 76 \text{ cm}$, $b_{w2} = 50 \text{ cm}$, $d_3 = 46 \text{ cm}$, $b_{w3} = 80 \text{ cm}$

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

 staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 15 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\min}$ (N/mm ²)
-----	-----	-------------	-----------	--------------	--------------	-------	---	---

Verifiche di apertura fessure:

VA:	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	w (mm)	IDc/TArm
-----	-----	-------------	-----------	--------------	--------------	-------	-----------	----------

18	1	0.00	-531.29	-0.74	223.96	1 (1,-1)	0.00	-8.85
26	1	0.00	-531.29	-0.74	223.96	1 (1,-1)	189.56	-104.71

8.3.2.2.5 Beam n.37 - Sezione "TR 80x50 [Rettangolare 80x50 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 8Ø16 (Pos.1, corr.) + 8Ø16 (Pos.-1, corr.)

 $d_2 = 76 \text{ cm}$, $b_{w2} = 50 \text{ cm}$, $d_3 = 46 \text{ cm}$, $b_{w3} = 80 \text{ cm}$

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

 staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 15 cm

Verifiche a tenso-presso flessione deviata:

Mat	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\min}$ (N/mm ²)
-----	-----	-------------	-----------	--------------	--------------	-------	---	---

Verifiche di apertura fessure:

VA:	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	w (mm)	IDc/TArm
-----	-----	-------------	-----------	--------------	--------------	-------	-----------	----------

VA:	1	0.00	-531.29	0.74	223.96	1 (1,-1)	0.19	18/1
-----	---	------	---------	------	--------	----------	------	------

8.3.2.3 Verifica di Fessurazione "~-Presso Fless.CA SLE freq."
Tipo Verifica: Stati Limite d'Esercizio (DM 17/01/2018)

Combinazione di Carico: frequente

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Set Involuppo di Verifica utilizzato: "SL18 TOTALE"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~TRAVI C.A.

Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm ²)
n.18	Clc C25/30	0	-
n.26	B450C	-	-

8.3.2.3.1.1 Parametri per verifiche di fessurazione:

Le verifiche di fessurazione consistono in verifiche di: apertura fessure

È stato considerato il caso di azioni di lunga durata o azioni ripetute

Le verifiche di apertura delle fessure mostrate sono solo quelle la cui la massima tensione di trazione nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) supera il valore limite di formazione delle fessure.

La tensione σ_s di cui alla formula (7.9) della UNI EN 1992-1-1:2005 è calcolata come media di tutte le barre tese.

Per ulteriori dettagli sui parametri delle verifiche di fessurazione si veda la descrizione delle caratteristiche dei materiali.

8.3.2.3.2 Beam n.1 - Sezione "TR ARGINE SX"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -0.0735112 m; 0.0364973 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 16Ø18 (Pos.1, corr.) + 12Ø12 (Pos.1, corr.)

$d_2 = 76$ cm, $b_{w2} = 50$ cm, $d_3 = 166$ cm, $b_{w3} = 21$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 0$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 0$, Ø 12 a passo 20 cm

Verifiche di apertura fessure:

VA:	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	w (mm)	IDc/TArm
VA:	1	0.00	0.00	358.84	-7.46	1 (1,-1)	0.19	18/1

8.3.2.3.3 Beam n.37 - Sezione "TR 80x50 [Rettangolare 80x50 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 8Ø16 (Pos.1, corr.) + 8Ø16 (Pos.-1, corr.)

$d_2 = 76$ cm, $b_{w2} = 50$ cm, $d_3 = 46$ cm, $b_{w3} = 80$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 15 cm

Verifiche di apertura fessure:

VA:	Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	ArmNM	w (mm)	IDc/TArm
VA:	1	0.00	-531.29	0.74	223.96	1 (1,-1)	0.19	18/1

8.3.3 VERIFICHE S.L.U. GENERICHE/C.A.

Significato dei parametri:

Ver: assume il seguente significato:

- 1 inviluppo che determina lo sforzo normale massimo negativo
- 2 inviluppo che determina lo sforzo normale massimo positivo
- 3 inviluppo che determina il taglio 1-2 massimo negativo
- 4 inviluppo che determina il taglio 1-2 massimo positivo
- 5 inviluppo che determina il taglio 1-3 massimo negativo
- 6 inviluppo che determina il taglio 1-3 massimo positivo
- 7 inviluppo che determina il momento torcente massimo negativo
- 8 inviluppo che determina il momento torcente massimo positivo
- 9 inviluppo che determina il momento flettente 1-2 massimo negativo
- 10 inviluppo che determina il momento flettente 1-2 massimo positivo
- 11 inviluppo che determina il momento flettente 1-3 massimo negativo
- 12 inviluppo che determina il momento flettente 1-3 massimo positivo
- 17 inviluppo che determina S1 massimo negativo
- 18 inviluppo che determina S1 massimo positivo
- 19 inviluppo che determina S2 massimo negativo
- 20 inviluppo che determina S2 massimo positivo
- 21 inviluppo che determina S3 massimo negativo
- 22 inviluppo che determina S3 massimo positivo
- 23 inviluppo che determina S4 massimo negativo
- 24 inviluppo che determina S4 massimo positivo

I simboli S1, S2, S3, S4 indicano la “sigma combinata” e si riferiscono al calcolo della tensione fittizia valutata in ipotesi di linearità del comportamento del materiale e resistenza indefinita, la cui massimizzazione individua la più probabile verifica peggiore a pressoflessione, valutata con la formula (sigma positiva indica trazione)

$$\sigma_{id} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{12}}{W_{12}} \pm \frac{M_{13}}{W_{13}}$$

(W sono i moduli di resistenza) sui quattro spigoli del rettangolo ideale con moduli di resistenza pari a quelli della sezione base dell’asta.

Dist: indica la distanza dal punto di inizio beam della sezione verificata

Sollecitazioni di verifica:

- N = sforzo normale agente in direzione dell’asse locale 1
 V₁₂, V₁₃ = tagli agenti in direzione 2 e 3
 M₁₂, M₁₃ = momenti agenti nei piani 12 e 13
 MT = momento torcente

ArmNM = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a pressoflessione deviata, seguito dalla posizione delle barre al positivo e al negativo; le verifiche vengono svolte con le posizioni inferiori o uguali alle posizioni al positivo e maggiori o uguali al negativo.
 ArmT = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a taglio, seguito dal numero del tratto di staffatura
 ArmNMT = indica il tratto di armatura interessato dalla verifica a pressoflessione deviata e taglio, seguito dalla posizione delle barre al positivo, al negativo e dal tratto di staffatura
 d₂, d₃ = altezze utili per verifiche a taglio agente in direzione 2 e 3
 b_{w2}, b_{w3} = larghezze utili per verifiche a taglio agente in direzione 2 e 3
 n_{st2}, n_{st3} = numero braccia utili per le verifiche a taglio V12 e V13 agenti in direzione 2 e 3 rispettivamente.
 corr. = armatura longitudinale corrente
 Pos = posizione delle barre longitudinali di armatura

CoeffMN: indica il coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale; data la terna di sollecitazione N, M12, M13 si definisce coefficiente di sfruttamento il seguente rapporto (con il pedice “r” sono indicati i valori di resistenza ultimi):

$$\text{CoeffMN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{r12}} = \frac{M_{13}}{M_{r13}}$$

CoeffV12, CoeffV13: indicano i coefficienti di sfruttamento a taglio in direzione 2 e 3. CoeffV12 è dato dal rapporto tra il taglio di calcolo V12 agente in direzione 2 e la resistenza a taglio Vr12 in direzione 2. Analogo discorso vale per CoeffV13. Vr12 e Vr13 sono calcolati secondo il par.4.1.2.3.5 DM 17/01/2018. Per i parametri non indicati in questo paragrafo si vedano i parametri delle verifiche a taglio nelle caratteristiche dei materiali.

Tipo: questa colonna contiene eventualmente indicazioni sul tipo di verifica

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CoeffMN>1, CoeffV12>1 e CoeffV13>1).

8.3.3.1 Verifica di Resistenza “~Presso Fless.CA SLU”

Tipo Verifica: verifiche allo stato limite ultimo secondo il DM 17/01/2018.

Origine del sistema di riferimento delle sollecitazioni: nel baricentro della sezione base omogenizzata;

Set Involuppo di Verifica utilizzato: “SL18 TOTALE”

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~TRAVI C.A.

8.3.3.1.1.1 Resistenza di calcolo a trazione e compressione per SLU:

ID Materiale	Nome materiale	fd a Trazione (N/mm ²)	fd a Compressione (N/mm ²)
n.18	Cl. C25/30	0	14.1667
n.26	B450C	391.304	391.304

8.3.3.1.2 Beam n.2 - Sezione “TR ARGINE SX”

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -0.0735112 m; 0.0364973 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 16Ø18 (Pos.1, corr.) + 12Ø12 (Pos.1, corr.)

d₂ = 76 cm, b_{w2} = 50 cm, d₃ = 166 cm, b_{w3} = 21 cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con n_{st2} = 0, n_{st3} = 2, Ø 12 a passo 20 cm

staffa con n_{st2} = 2, n_{st3} = 0, Ø 12 a passo 20 cm

8.3.3.1.2.1.1 Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.3.5 DM 17/01/2018):

Limitazione ctgθ: 1 ≤ ctgθ ≤ 2.5; α_c = 1

Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	V12 (kN)	V13 (kN)	ArmNMT
	CoeffMN	CoeffV12	CoeffV13	Tipo			
Massimo CoeffMN:							
10	9.20	0.00	466.50	1.44	249.15	-9.48	1 (1,-1,1)
	0.6691	0.3292	0.0093				
Massimo CoeffV13:							
1	0.00	0.00	181.25	5.93	-273.36	17.88	1 (1,-1,1)
	0.2628	0.3612	0.0176				

8.3.3.1.3 Beam n.3 - Sezione "TR ARGINE SX"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): -0.0735112 m; 0.0364973 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 16Ø18 (Pos.1, corr.) + 12Ø12 (Pos.1, corr.)

$d_2 = 76$ cm, $b_{w2} = 50$ cm, $d_3 = 166$ cm, $b_{w3} = 21$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 0$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 0$, Ø 12 a passo 20 cm

8.3.3.1.3.1.1 Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.3.5 DM 17/01/2018):

Limitazione $ctg\vartheta$: $1 \leq ctg\vartheta \leq 2.5$; $\alpha_c = 1$

Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	V12 (kN)	V13 (kN)	ArmNMT
	CoeffMN	CoeffV12	CoeffV13	Tipo			
Massimo CoeffV12:							
4	10.00	0.00	464.52	-6.18	348.32	-6.31	1 (1,-1,1)
	0.6623	0.4603	0.0062				

8.3.3.1.4 Beam n.36 - Sezione "TR 80x50 [Rettangolare 80x50 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 8Ø16 (Pos.1, corr.) + 8Ø16 (Pos.-1, corr.)

$d_2 = 76$ cm, $b_{w2} = 50$ cm, $d_3 = 46$ cm, $b_{w3} = 80$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 15 cm

8.3.3.1.4.1.1 Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.3.5 DM 17/01/2018):

Limitazione $ctg\vartheta$: $1 \leq ctg\vartheta \leq 2.5$; $\alpha_c = 1$

Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	V12 (kN)	V13 (kN)	ArmNMT
	CoeffMN	CoeffV12	CoeffV13	Tipo			
Massimo CoeffMN:							
1	0.00	-690.70	-0.96	332.41	0.47	-165.17	1 (1,-1,1)
	0.7182	0.0005	0.2704				

Massimo CoeffV13:

5	0.00	-690.70	-0.96	322.93	0.47	-166.98	1 (1,-1,1)
	0.6875	0.0005	0.2734				

8.3.3.1.5 Beam n.38 - Sezione "TR 80x50 [Rettangolare 80x50 cm]"

Coord.punto di applicazione sforzo N (piano locale 2-3): 0 m; 0 m

Riepilogo tratti di armatura sull'asta:

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 8Ø16 (Pos.1, corr.) + 8Ø16 (Pos.-1, corr.)

 $d_2 = 76 \text{ cm}$, $b_{w2} = 50 \text{ cm}$, $d_3 = 46 \text{ cm}$, $b_{w3} = 80 \text{ cm}$

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

 staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 12 a passo 15 cm

8.3.3.1.5.1.1 Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.3.5 DM 17/01/2018):

 Limitazione $ctg\theta$: $1 \leq ctg\theta \leq 2.5$; $\alpha_c = 1$

Ver	Dist (m)	N (kN)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	V12 (kN)	V13 (kN)	ArmNMT
	CoeffMN	CoeffV12	CoeffV13	Tipo			
Massimo CoefV12:							
1	0.00	-273.36	-87.84	173.68	42.54	-108.37	1 (1,-1,1)
	0.4676	0.0471	0.1774				

8.3.4 VERIFICHE SU ELEMENTI TIPO SHELL

A seguito verranno indicate le VERIFICHE PIÙ GRAVOSE per ogni armatura

8.3.4.1 Descrizione set involuppi di verifica

Di seguito sono descritti i set involuppi di verifica utilizzati:

8.3.4.1.1.1.1 DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA "SL18 TOTALE"

È costituito dai seguenti involuppi:

8.3.4.1.1.1.2 - Involuppi SLE Combinazione Q.Perm. secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo "SL18 SLE q.perm."

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 - Spinta delle terre statica + carichi acc	Permanente		1	1
CdC elem. 6St	CdC n. 6 - Acqua interno alveo	Variabile		0	0

8.3.4.1.1.1.3 - Involuppi SLE Combinazione Frequente secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo "SL18 SLE freq."

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 - Spinta delle terre statica + carichi acc	Permanente		1	1
CdC elem. 6St	CdC n. 6 - Acqua interno alveo	Variabile		1	1

8.3.4.1.1.1.4 - Involuppi SLE Combinazione Rara secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo “SL18 SLE caratt.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	CdC n. 3 - Spinta delle terre statica + carichi acc	Permanente		1	1
CdC elem. 6St	CdC n. 6 - Acqua interno alveo	Variabile		1	1

8.3.4.1.1.1.5 - Involuppi S.L.U. secondo il DM 17/01/2018

Descrizione Involuppo “SL18 STR SLV TOTALE”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	SL18 STR SLU_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	SL18 STR SLU_2 SISMA	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell’involuppo “SL18 STR SLV TOTALE”

Descrizione involuppo “SL18 STR SLU 1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	CdC n. 3 - Spinta delle terre statica + carichi acc	Permanente		1	1.3
CdC elem. 6St	CdC n. 6 - Acqua interno alveo	Variabile		0	1.5

Descrizione involuppo “SL18 STR SLU 2 SISMA”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1 - peso proprio	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	CdC n. 2 - Permanenti portati	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	CdC n. 4 - Spinta delle terre sismica	Permanente		1	1
CdC elem. 5St	CdC n. 5 - Sisma	Var.non Contemp.	1	0	1

8.3.5 VERIFICHE T.A.-S.L.E.

Significato dei parametri:

n°Shell = Numero dello shell interessato dalla verifica

Dir = Direzione locale rispetto cui si esegue la verifica

Mat = Numero del materiale a cui la verifica fa riferimento
 N = Forza Normale per unità di larghezza di verifica
 M = Momento Flettente per unità di larghezza di verifica
 σ_{min} = Tensione minima riscontrata per il materiale corrente
 σ_{max} = Tensione massima riscontrata per il materiale corrente

Nel caso di verifiche di fessurazione, nelle relative tabelle con i risultati delle verifiche, all'inizio di una riga possono comparire uno dei seguenti simboli:

AM = verifica delle armature minime richieste per il contenimento della fessurazione: $A_{s,min}$ è l'armatura minima richiesta ai sensi della UNI EN 1992-1-1:2005 (§7.3.2), $A_{s,disp}$ è l'armatura disponibile nella zona tesa.
 VF = verifica di formazione delle fessure: σ_{max} è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).
 VD = verifica di decompressione: σ_{max} è la massima tensione di trazione (su sezione non fessurata) del materiale di calcestruzzo con ID pari a MatCls. Vengono riportati solo i valori di trazione delle tensioni (se presenti).
 VA = verifica di apertura delle fessure: verifica di apertura delle fessure: w è l'apertura della fessura. Il gruppo di esigenza ed il valore ammissibile utilizzati sono quelli del materiale calcestruzzo dello shell ed il tipo di armatura (sensibile/poco sensibile) è quello dell'armatura dello shell.

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte

Per le verifiche a SLE il gruppo di esigenza (livello di aggressività dell'ambiente) utilizzato è riportato nella descrizione delle caratteristiche dei materiali.

8.3.5.1 Verifica Shell di resistenza “~PressoFless.CA SLE rare”

Tipo verifica: Stati Limite d'Esercizio (DM 17/01/2018)

Combinazione di carico: rara

Set involucro di verifica utilizzato: “SL18 TOTALE”

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~C.A.

Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm ²)
n.18	Cls C25/30	0	15
n.26	B450C	360	-

8.3.5.1.1 Descrizione Risultati Verifiche

8.3.5.1.1.1 Valori per spessore shell: 50 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	σ_{min} (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)
2138	2	18	15.05	-13.45	-0.52	0.00
2371	2	18	-84.86	106.42	-4.47	0.00
1601	2	26	15.05	-13.45	-3.75	38.66
2371	2	26	-84.86	106.42	-43.17	208.27

Armatura di estradosso: Ø14/15"

Armatura di intradosso: Ø14/15"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	σ_{min} (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)
2009	3	18	-47.02	-77.78	-3.23	0.00
1969	3	18	-17.11	47.22	-1.95	0.00

2009	3	26	-47.02	-77.78	-30.63	156.04
1969	3	26	-17.11	47.22	-17.97	99.96

8.3.5.1.1.1.2 Valori per spessore shell: 35 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20" + Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	$\sigma_{min}(N/mm^2)$	$\sigma_{max}(N/mm^2)$
529	2	18	-203.82	-104.32	-6.65	-0.00
1569	2	3	-22.90	-95.94	-5.81	-0.00
1049	2	26	-22.02	-95.97	-54.11	168.59

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	$\sigma_{min}(N/mm^2)$	$\sigma_{max}(N/mm^2)$
1450	2	18	-124.97	-57.34	-4.56	0.00
590	2	18	-4.46	0.44	-0.03	0.00
969	2	26	-47.58	-49.57	-31.47	151.96
589	2	26	-4.46	0.44	-0.41	0.10

Armatura di estradosso: Ø12/20"

Armatura di intradosso: Ø12/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	$\sigma_{min}(N/mm^2)$	$\sigma_{max}(N/mm^2)$
529	3	18	-26.14	-24.17	-2.66	-0.00
2509	3	18	-64.25	5.95	-0.48	0.00
1569	3	3	-12.95	-28.41	-3.13	-0.00
1569	3	26	-12.95	-28.41	-11.01	169.06
2470	3	26	-67.25	5.92	-5.82	0.77

8.3.5.2 Verifica Shell di resistenza-fessurazione “~PressoFless.CA SLE q.perm”

Tipo verifica: Stati Limite d'Esercizio (DM 17/01/2018)

Combinazione di carico: quasi permanente

Set involuppo di verifica utilizzato: “SL18 TOTALE”

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~C.A.

Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm ²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm ²)
n.18	Cl. C25/30	0	11.25
n.26	B450C	-	-

8.3.5.2.1.1.1 Parametri per verifiche di fessurazione:

Le verifiche di fessurazione consistono in verifiche di: apertura fessure

È stato considerato il caso di azioni di lunga durata o azioni ripetute

Le verifiche di apertura delle fessure mostrate sono solo quelle la cui la massima tensione di trazione nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) supera il valore limite di formazione delle fessure.

La tensione σ_s di cui alla formula (7.9) della UNI EN 1992-1-1:2005 è calcolata come media di tutte le barre tese.

Per ulteriori dettagli sui parametri delle verifiche di fessurazione si veda la descrizione delle caratteristiche dei materiali.

8.3.5.2.2 Descrizione Risultati Verifiche

8.3.5.2.2.1.1 Valori per spessore shell: 50 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	$\sigma_{min}(N/mm^2)$	$\sigma_{max}(N/mm^2)$
2138	2	18	15.05	-13.45	-0.52	0.00
2371	2	18	-84.86	106.42	-4.47	0.00
1601	2	26	15.05	-13.45	-3.75	38.66
2371	2	26	-84.86	106.42	-43.17	208.27

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	1570	2	-183.94	50.15	0.00

Armatura di estradosso: Ø14/15"

Armatura di intradosso: Ø14/15"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	$\sigma_{min}(N/mm^2)$	$\sigma_{max}(N/mm^2)$
2009	3	18	-47.02	-77.78	-3.23	0.00
1969	3	18	-17.11	47.22	-1.95	0.00
2009	3	26	-47.02	-77.78	-30.63	156.04
1969	3	26	-17.11	47.22	-17.97	99.96

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	1570	3	-36.79	9.30	0.00

8.3.5.2.2.1.2 Valori per spessore shell: 35 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20" + Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	$\sigma_{min}(N/mm^2)$	$\sigma_{max}(N/mm^2)$
529	2	18	-203.82	-104.32	-6.65	-0.00
1569	2	3	-22.90	-95.94	-5.81	-0.00
1049	2	26	-22.02	-95.97	-54.11	168.59

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	1049	2	-22.02	-95.97	0.16

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	$\sigma_{min}(N/mm^2)$	$\sigma_{max}(N/mm^2)$
1450	2	18	-124.97	-57.34	-4.56	0.00
590	2	18	-4.46	0.44	-0.03	0.00
969	2	26	-47.58	-49.57	-31.47	151.96
589	2	26	-4.46	0.44	-0.41	0.10

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	10	2	-4.16	-0.20	0.00

Armatura di estradosso: Ø12/20"

Armatura di intradosso: Ø12/20"

Verifiche a tenso-presso flessione semplice:

n°Shell	Dir	Mat	N(kN/m)	M(kNm/m)	$\sigma_{min}(N/mm^2)$	$\sigma_{max}(N/mm^2)$
529	3	18	-26.14	-24.17	-2.66	-0.00
2509	3	18	-64.25	5.95	-0.48	0.00
1569	3	3	-12.95	-28.41	-3.13	-0.00
1569	3	26	-12.95	-28.41	-11.01	169.06
2470	3	26	-67.25	5.92	-5.82	0.77

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	10	3	-26.17	-5.76	0.00

8.3.5.3 Verifica Shell di fessurazione “~PressoFless.CA SLE freq.”

Set involuppo di verifica utilizzato: “SL18 TOTALE”

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~C.A.

Tensioni ammissibili a trazione e compressione dei materiali impiegati:

ID Materiale	Nome materiale	Sigma Amm. Trazione (N/mm²)	Sigma Amm. Compressione (N/mm²)
n.18	Cls C25/30	0	-
n.26	B450C	-	-

8.3.5.3.1.1.1 Parametri per verifiche di fessurazione:

Le verifiche di fessurazione consistono in verifiche di: apertura fessure

È stato considerato il caso di azioni di lunga durata o azioni ripetute

Le verifiche di apertura delle fessure mostrate sono solo quelle la cui la massima tensione di trazione nel calcestruzzo (in sezione interamente reagente) supera il valore limite di formazione delle fessure.

 La tensione σ_s di cui alla formula (7.9) della UNI EN 1992-1-1:2005 è calcolata come media di tutte le barre tese.

Per ulteriori dettagli sui parametri delle verifiche di fessurazione si veda la descrizione delle caratteristiche dei materiali.

8.3.5.3.2 Descrizione Risultati Verifiche

8.3.5.3.2.1.1 Valori per spessore shell: 50 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	1570	2	-183.94	50.15	0.00

Armatura di estradosso: Ø14/15"

Armatura di intradosso: Ø14/15"

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	1570	3	-36.79	9.30	0.00

8.3.5.3.2.1.2 Valori per spessore shell: 35 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20" + Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	1049	2	-22.02	-95.97	0.16

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	10	2	-4.16	-0.20	0.00

Armatura di estradosso: Ø12/20"

Armatura di intradosso: Ø12/20"

Verifiche di apertura fessure:

VA:	n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	w(mm)
VA:	10	3	-26.17	-5.76	0.00

8.3.6 VERIFICHE S.L.U.**8.3.6.1 Verifica per elementi in c.a.**

Se non diversamente indicato le verifiche degli elementi in c.a. sono condotte separatamente per le due direzioni d'armatura.

Significato dei parametri per le verifiche a pressoflessione di elementi in c.a.:

n°Shell = Numero dello shell interessato dalla verifica

Dir = Direzione locale rispetto cui si esegue la verifica

N = Forza Normale per unità di larghezza di verifica

M = Momento Flettente per unità di larghezza di verifica

CoeffMN = indica il coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale; data la coppia di sollecitazione per unità di larghezza **N**, **M**, da intendersi come N22, M22 per la direzione 2 e N33 e M33 per la direzione 3, si definisce coefficiente di sfruttamento il seguente rapporto (con il pedice "r" sono indicati i valori di resistenza ultimi):

$$\text{CoeffMN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M}{M_r}$$

Un asterisco a fianco di un record individua le verifiche non soddisfatte (CoeffMN > 1).

8.3.6.2 Verifica Shell di resistenza "~PressoFless.CA SLU"

Tipo verifica: SLU (DM 17/01/2018)

Metodo di verifica: pressoflessione indipendente nei due piani

Set involuppo di verifica utilizzato: "SL18 TOTALE"

Gruppo di Selezione su cui agisce la verifica: ~C.A.

8.3.6.2.1.1.1 Resistenza di calcolo a trazione e compressione per SLU:

ID Materiale	Nome materiale	fd a Trazione (N/mm ²)	fd a Compressione (N/mm ²)
n.18	Cls C25/30	0	14.1667
n.26	B450C	391.304	391.304

8.3.6.2.2 Descrizione Risultati Verifiche

8.3.6.2.2.1.1 Valori per spessore shell: 50 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
2371	2	-110.74	148.00	0.71

Armatura di estradosso: Ø14/15"

Armatura di intradosso: Ø14/15"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
2009	3	-61.15	-109.00	0.54

8.3.6.2.2.1.2 Valori per spessore shell: 35 cm

Armatura di estradosso: Ø16/20" + Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
1049	2	2.41	-128.57	0.58

Armatura di estradosso: Ø16/20"

Armatura di intradosso: Ø16/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
969	2	-46.88	-66.18	0.51

Armatura di estradosso: Ø12/20"

Armatura di intradosso: Ø12/20"

n°Shell	Dir	N(kN/m)	M(kNm/m)	CoeffMN
1049	3	-14.04	-37.92	0.52