

REGIONE PIEMONTE
CITTA' METROPOLITANA DI TORINO



Città di Vigone (To)



Comune di Cercenasco (To)

INTERVENTO DI RIFACIMENTO DEL PONTE IN VIA TORINO SUL TORRENTE LEMINA



PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

Relazione di calcolo delle strutture

CONTROLLO QUALITA'

Redatto: ing. Salvatore Guercio

Controllato: ing. Luigi di Carlo

Approvato: ing. Cristiano Cavallo

PROGETTISTI

TIMBRI E FIRME

Gruppo **Ingegneria** Torino

Via Cercenasco n. 4c, 10135 TORINO
Tel. +39 011 3099003 - Fax +39 011 3035082
www.gruppoing.to.it

STUDIO TECNICO
Dott. Ing. Alberto Gallo

Via Torino n. 6, 10067 Vigone (To)
Tel./Fax :+39 011 9809444
alberto.gallo3@ingpec.eu



Dott. Ing. Alberto GALLO
Ordine degli Ingegneri Provincia di Torino
Posizione n. 8209S
Cod. Fisc. GLL LRT 73S03 L219P



Direttore tecnico
Dott. ing. Cristiano CAVALLO
Ordine degli Ingegneri Provincia di Torino
Posizione n.8177F
Cod. Fisc. CVL CST 70C02 E506S

CODIFICA

COD. COMMESSA	TIP. LAVORO	MACROATTIVITA'	N. ELABORATO	TIPOL. ELABORATO	VERSIONE	DESCRIZIONE	DATA
1323	E	G01	13	RCE	B	Bozza	Maggio 2024
1323	E	G01	13	RCE	0	Emissione	Giugno 2024

ELABORATO

G01
13

GESTIONE MODIFICHE VERSIONI DOCUMENTO

Emissione	Data	Oggetto
B	Maggio 2024	<i>Emissione in bozza</i>
0	Giugno 2024	<i>Emissione</i>

INDICE

1. PREMESSA	6
1.1 OGGETTO	6
1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
2.2 NORMATIVA VIGENTE.....	11
3. CODICE DI CALCOLO	12
4. GEOTECNICA.....	14
4.1 PARAMETRI GEOTECNICI ADOTTATI	14
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI	14
4.3 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	15
5. MATERIALI	18
5.1 CALCESTRUZZO	18
5.2 ACCIAIO LENTO DA C.A.	19
6. METODOLOGIA DI CALCOLO	20
6.1 AZIONI DI CALCOLO	20
6.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	20
6.3 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA SUI CARICHI	21
6.3.1 <i>Impalcato</i>	21
6.3.2 <i>Opere di sostegno delle terre</i>	23
6.4 RISPETTO STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	25
6.4.1 <i>Apertura delle fessure</i>	25
6.4.2 <i>Limitazione delle Tensioni</i>	26
6.5 CALCOLO DELLE SPINTE DEL TERRENO IN FASE SISMICA	27
7. ANALISI DEI CARICHI.....	29
7.1 AZIONI PERMANENTI G_K	29
7.1.1 <i>Pesi propri degli elementi strutturali G_{1k}</i>	29
7.1.2 <i>Carichi permanenti non strutturali G_{2k}</i>	29
7.2 AZIONI VARIABILI Q_K	30
7.2.1 <i>Azioni variabili ambientali</i>	30
7.2.1.1 <i>Variazioni termiche</i>	30
7.2.1.2 <i>Vento</i>	30
7.2.2 <i>Azioni variabili da traffico</i>	31
7.2.2.1 <i>Schemi di carico</i>	31
7.2.2.2 <i>Frenamento</i>	32

7.3	AZIONI ECCEZIONALI A_k	33
7.4	AZIONE SISMICA ED.....	34
7.4.1	Metodologia di analisi.....	34
7.4.2	Parametri di calcolo generali.....	35
7.4.3	Fattore di comportamento.....	40
7.4.4	Eccentricità accidentali.....	40
7.4.5	Combinazione delle componenti dell'azione sismica.....	40
8.	IMPALCATO.....	41
8.1	VISTE PRINCIPALI DEL MODELLO DI CALCOLO.....	41
8.2	AZIONI E COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	44
8.2.1	Stati Limite Ultimi.....	44
8.2.2	Stati Limite di Esercizio.....	46
8.2.3	Stati limite sismici.....	47
8.3	ANALISI STATICA.....	48
8.4	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	49
8.5	VERIFICHE.....	54
8.5.1	Stati limite ultimi.....	54
8.5.1.1	Gusci $s=50\text{cm}$	54
8.5.1.1.1	Verifica sezione parallela all'asse stradale.....	54
8.5.1.1.2	Verifica sezione ortogonale all'asse stradale.....	58
8.5.1.1.3	Taglio.....	60
8.5.1.2	Gusci $s=70\text{cm}$	62
8.5.1.2.1	Verifica sezione parallela all'asse stradale.....	62
8.5.1.2.2	Verifica sezione ortogonale all'asse stradale.....	66
8.5.1.2.3	Taglio.....	68
8.5.1.3	Gusci $s=100\text{cm}$	71
8.5.1.3.1	Verifica sezione parallela all'asse stradale.....	71
8.5.1.3.2	Verifica sezione ortogonale all'asse stradale.....	73
8.5.1.3.3	Taglio.....	75
8.5.1.4	Gusci $s=160\text{cm}$	77
8.5.1.4.1	Verifica sezione parallela all'asse stradale.....	77
8.5.1.4.2	Verifica sezione ortogonale all'asse stradale.....	79
8.5.1.4.3	Punzonamento.....	81
8.6	STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	83
8.6.1	Gusci $s=50\text{cm}$	83
8.6.1.1	Limitazione delle tensioni.....	83
8.6.1.1.1	Sezione in mezzeria.....	83
8.6.1.1.2	Sezione agli appoggi.....	85
8.6.1.1.3	Sezione ortogonale all'asse stradale.....	87
8.6.1.2	Fessurazione.....	89
8.6.1.2.1	Sezione in mezzeria.....	89

8.6.1.2.2	Sezione agli appoggi.....	90
8.6.1.2.3	Sezione ortogonale all’asse stradale.....	91
8.6.2	<i>Gusci s=70cm</i>	92
8.6.2.1	Limitazione delle tensioni.....	92
8.6.2.1.1	Sezione in mezzeria.....	92
8.6.2.1.2	Sezione agli appoggi.....	94
8.6.2.1.3	Sezione ortogonale all’asse stradale.....	96
8.6.2.2	Fessurazione.....	98
8.6.2.2.1	Sezione in mezzeria.....	98
8.6.2.2.2	Sezione agli appoggi.....	99
8.6.2.2.3	Sezione ortogonale all’asse stradale.....	100
8.6.3	<i>Gusci s=100cm</i>	101
8.6.3.1	Limitazione delle tensioni.....	101
8.6.3.1.1	Sezione in mezzeria.....	101
8.6.3.1.2	Sezione agli appoggi.....	103
8.6.3.1.3	Sezione ortogonale all’asse stradale.....	105
8.6.3.2	Fessurazione.....	107
8.6.3.2.1	Sezione in mezzeria.....	107
8.6.3.2.2	Sezione agli appoggi.....	108
8.6.3.2.3	Sezione ortogonale all’asse stradale.....	109
8.6.4	<i>Gusci s=160cm</i>	110
8.6.4.1	Limitazione delle tensioni.....	110
8.6.4.1.1	Sezione in mezzeria.....	110
8.6.4.1.2	Sezione agli appoggi.....	112
8.6.4.1.3	Sezione ortogonale all’asse stradale.....	114
8.6.4.2	Fessurazione.....	116
8.6.4.2.1	Sezione in mezzeria.....	116
8.6.4.2.2	Sezione agli appoggi.....	117
8.6.4.2.3	Sezione ortogonale all’asse stradale.....	118
9.	PALI DI FONDAZIONE.....	119
9.1	METODOLOGIA DI CALCOLO.....	119
9.2	COORDINATE DEI PALI.....	120
9.3	STRATIGRAFIA.....	121
9.4	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	122
9.5	REAZIONI VINCOLARI IN FASE STATICA.....	124
9.6	REAZIONI VINCOLARI IN FASE SISMICA.....	130
9.7	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	135
9.7.1	<i>SLU</i>	135
9.7.2	<i>SLE</i>	143
9.8	VERIFICHE.....	151
9.8.1	<i>Capacità portante</i>	151

9.8.2	<i>Resistenza trasversale</i>	155
9.8.1	<i>Cedimenti</i>	158
9.8.2	<i>Verifiche strutturali</i>	159
9.8.2.1	Pressoflessione.....	159
9.8.2.2	Taglio.....	161
9.8.2.3	Tensione limite sul calcestruzzo	163
9.8.2.4	Tensione limite sull'acciaio	165
9.8.2.5	Fessurazione	167
9.9	RIASSUNTO DELLE VERIFICHE	169
10.	MURI D'ALA	172
10.1	SCHEMA DI CALCOLO	172
10.2	METODOLOGIA DI CALCOLO	173
10.3	CARICHI	174
10.4	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	175
10.5	DIAGRAMMI DELLE SPINTE E PRESSIONI	176
10.5.1	<i>Caso 1 - SLU</i>	176
10.5.2	<i>Caso 2 – SLV, sisma SU</i>	178
10.5.3	<i>Caso 3 – SLV sisma GIU</i>	180
10.5.4	<i>Caso 4 – SLD, sisma SU</i>	182
10.5.5	<i>Caso 5 – SLD, sisma GIU</i>	184
10.5.6	<i>Caso 6 - RARA</i>	186
10.5.7	<i>Caso 7 - FREQUENTE</i>	188
10.5.8	<i>Caso 8 – QUASI PERMANENTE</i>	190
10.6	VERIFICHE GEOTECNICHE	192
10.7	VERIFICHE STRUTTURALI.....	194
10.7.1	<i>Caso 1 – SLU</i>	194
10.7.2	<i>Caso 2 – SLV, sisma SU</i>	199
10.7.3	<i>Caso 3 – SLV, sisma GIU</i>	204
10.7.4	<i>Caso 6 – RARA</i>	209
10.7.5	<i>Caso 7 – FREQUENTE</i>	212
10.7.6	<i>Caso 8 – QUASI PERMANENTE</i>	215
10.8	RIASSUNTO DELLE VERIFICHE	218
11.	CONCLUSIONI	219

1. PREMESSA

1.1 OGGETTO

Il presente elaborato fornisce i criteri di dimensionamento nell'ambito del progetto esecutivo del nuovo ponte sito in via Torino sul torrente Lemina, in località Vigone (TO).

Il documento riporta le caratteristiche dei materiali, la metodologia di calcolo e le azioni da applicare agli elementi strutturali. Seguono le verifiche degli elementi strutturali, analizzati mediante modellazione numerica allo scopo di riprodurre correttamente il comportamento reale dell'opera durante le fasi di realizzazione e in esercizio. Tutte le verifiche sono condotte con riferimento alle normative tecniche vigenti.

Si riporta la ripresa aerea dell'area oggetto di intervento.



Figura 1 - Individuazione planimetrica dell'area di intervento

1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

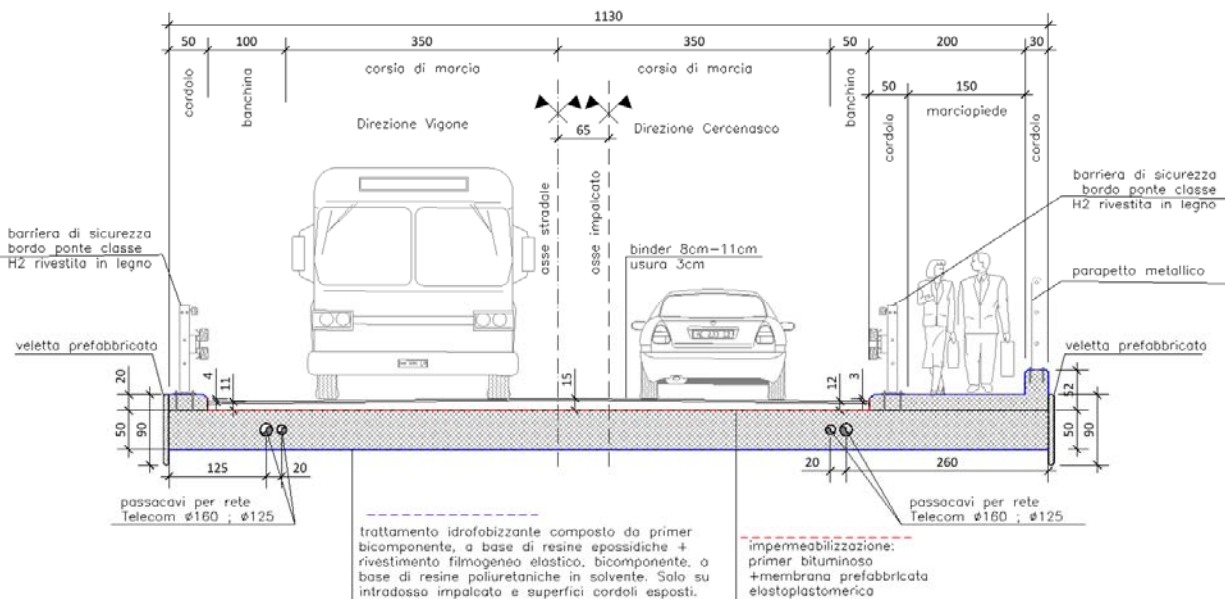
Il ponte in progetto è costituito da un impalcato a singola campata di luce netta pari a 8.10m e spessore 50cm; lo stesso poggia su spalle costituite da n.8+8 pali di fondazione aventi diametro pari a 80cm che risultano collegati tra loro da travi di sezione 155cm x 160cm.

A completamento della struttura portante del ponte, in adiacenza ai pali sono previste n.2 fodere in c.a. di spessore 25cm che risultano collegate agli stessi. A monte ed a valle dell'opera sono inoltre previsti i muri d'ala in c.a., aventi paramento spesso 40cm ed estradosso alla medesima quota dei cordoli laterali dell'impalcato.

La carreggiata, caratterizzata da pendenze trasversali e spessore variabile da 11cm a 15cm, si compone di n.2 corsie di marcia di larghezza 3.50m, oltre le quali sono previste n.2 banchine di larghezza 1.0m e 0.50m, con n.2 cordoli agli estremi, atti ad accogliere le barriere bordo ponte di sicurezza di classe H2.

È inoltre previsto un marciapiede di larghezza 1.50m sul lato in direzione Cercenasco e un cordolo esterno, in corrispondenza del quale è previsto il posizionamento di un parapetto. Ai lati dell'impalcato sono infine previste n.2 velette esterne realizzate in calcestruzzo armato prefabbricate, di dimensioni pari a 7cm x 90cm.

Seguono alcuni estratti degli elaborati grafici, cui riferirsi per ulteriori informazioni e approfondimenti.



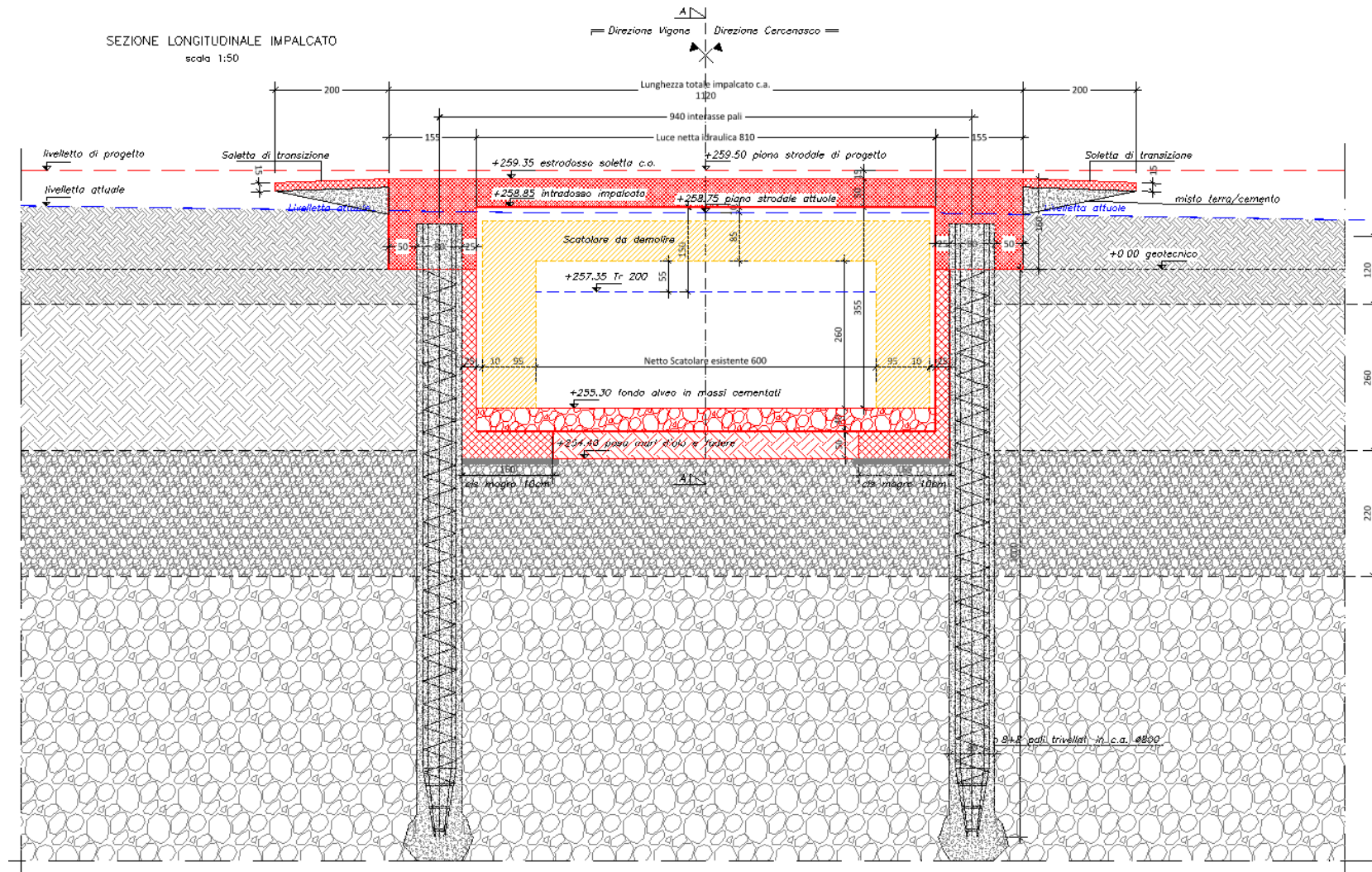


Figura 3 – Sezione Ponte in asse longitudinale stradale

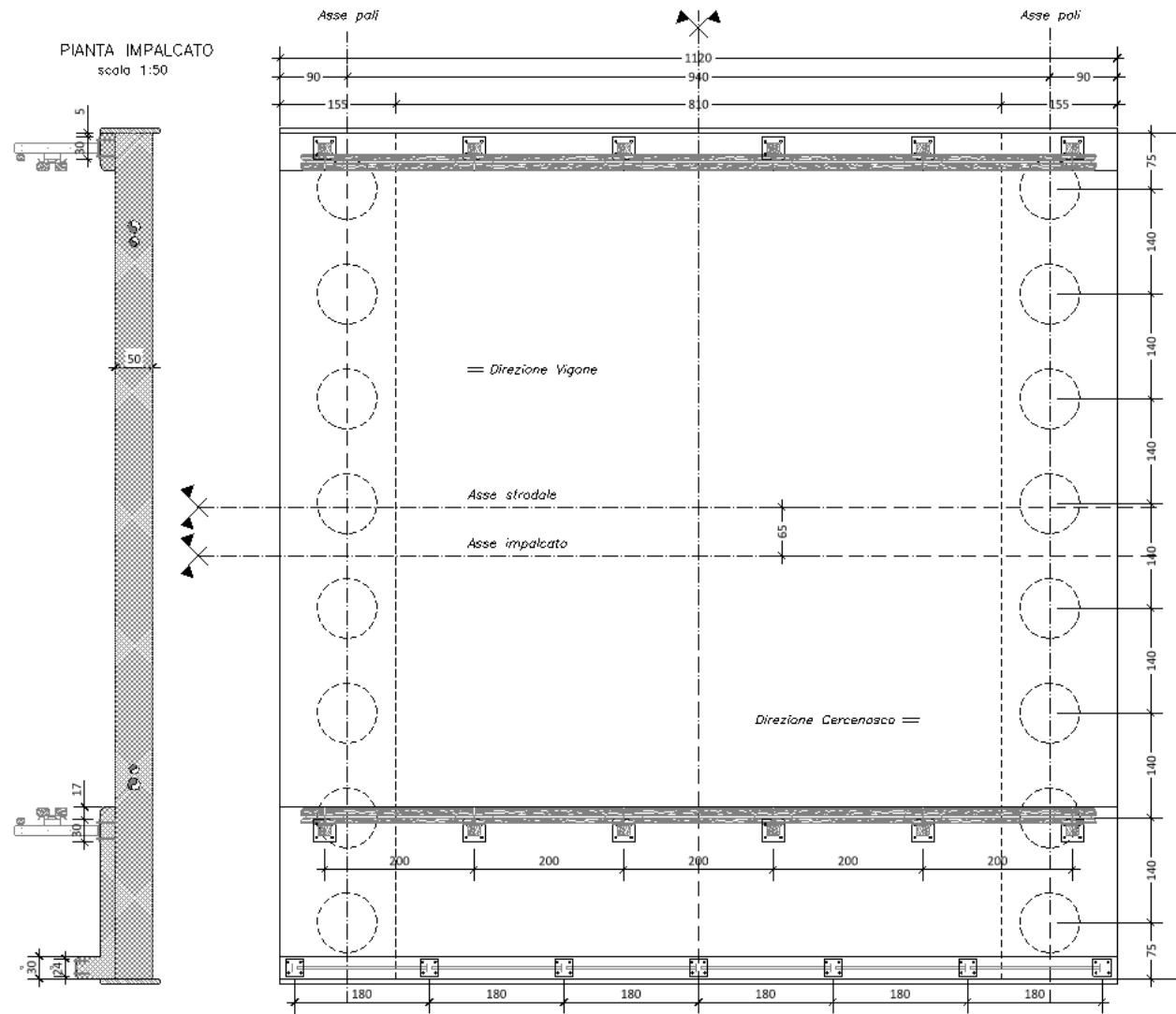


Figura 4 – Pianta impalcato/pali di fondazione e sezione trasversale all'asse stradale

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **LEGGE 05.11.1971 n° 1086** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **D.M. 11.03.1988:** “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- **D.M. 4.05.1990:** “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali”;
- **D.M. LL.PP. 14.02.1992:** “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 9 gennaio 1996:** “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 15 ottobre 1996, N. 252:** “Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”;
- **DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 16 GENNAIO 1996:** “Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>”;
- **CIRCOLARE LL.PP. 4 LUGLIO 1996, n. 156AA.GG./STC. :** “Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>> di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”;
- **C.N.R. n° 10024/1986:** “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo”;
- **OPCM 20 Marzo 2003 n°3274 e s.m.i.** “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- **Circolare Min.LL.PP del 14.02.1974 Prot. N.11951:** “Attuazione delle norme sul cemento armato”;
- **Eurocodice 1:** Azioni sulle strutture – Parte 2: carichi da traffico sui ponti
- **Eurocodice 2:** Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – progettazione e dettagli costruttivi;
- **Eurocodice 8:** Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: Parte 2: Ponti;
- **D.M. 14 gennaio 2008:** Norme Tecniche per le Costruzioni TESTO UNICO;
- **Circ. n.617 – 2 febbraio 2009:** Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.2 **NORMATIVA VIGENTE**

Le precedenti norme sono utilizzate solo lì dove le seguenti non forniscono adeguate ed esplicite indicazioni:

- **D.M. 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni TESTO UNICO;
- **Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7:** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

3. CODICE DI CALCOLO

Per il progetto degli interventi si è fatto ricorso all'ausilio di un elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo e i suoi sottomoduli:

*DOLMEN WIN (R), versione 19.0, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino
Via Drovetti 9/F sviluppato in ambiente Windows, e scritto utilizzando i linguaggi Fortran e C.*

Dolmen per Windows (DOLMENWIN) è una procedura ad elementi finiti sviluppata dalla CDM DOLMEN di Torino sulla base delle esperienze maturate in anni di sviluppo e di utilizzo di programmi di analisi strutturale. Il codice di calcolo è stato realizzato facendo uso del linguaggio FORTRAN 77, per le parti di calcolo strutturale, e del C Language, per le parti di grafica, ed è disponibile non solo in ambiente MS-WINDOWS, ma anche sulle piattaforme basate su sistema operativo UNIX. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezoidali, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

Le caratteristiche salienti del programma possono essere riassunte come segue:

- analisi in campo elastico lineare di strutture costituite da aste prismatiche di sezione qualunque comunque orientate nello spazio e da elementi finiti piani quadrangolari e triangolari comunque disposti nello spazio;
- costruzione del modello strutturale realizzabile integralmente per mezzo di un CAD tridimensionale, con controllo immediato della geometria della struttura;
- generazione dei file dei risultati in forma binaria compatta con possibilità di generare file ASCII per le stampe solo per le sollecitazioni ed i casi di carico di interesse;
- verifica di resistenza e di stabilità di membrature in carpenteria metallica ai sensi delle Norme CNR 10011 basate sulla teoria delle tensioni ammissibili;
- possibilità di importazione - esportazione di files grafici verso i più diffusi programmi di CAD su piattaforma DOS e UNIX (AUTOCAD, ME10 e STAR Architettura);
- possibilità di esportazione di files dati e risultati verso qualunque word processor in grado di leggere file ASCII, per l'inserimento in relazioni di calcolo e presentazioni.

Il metodo degli elementi finiti può essere considerato una estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti, dove si realizza una approssimazione fisica della struttura mediante elementi (travi, aste ecc.), per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni forze-spostamenti ai nodi. Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. L'elemento atto a riprodurre il comportamento fisico di una parte molto piccola del modello viene visualizzato come una sotto-regione in cui definire a priori, in modo possibilmente semplice, l'andamento delle funzioni incognite rappresentate dalle componenti dello spostamento.

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni.

Una volta acquisiti i dati il modulo effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input, calcola le rigidità dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidità globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni nei singoli elementi.

Il calcolo della struttura viene condotto per una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Casi di Carico. I casi di carico possono essere definiti per somma (semplice, doppia o quadratica) o involuppo di condizioni elementari affette da un coefficiente moltiplicativo; inoltre un caso di carico può comprendere anche altri casi di carico definiti in precedenza. I dati relativi ai casi di carico vengono memorizzati nel file COMBINAZ, che viene letto ed interpretato al momento della generazione dei casi di carico.

Una volta conclusa l'analisi statica, per ogni condizione di carico definita, il programma genera gli archivi dei risultati (in formato binario) relativi a:

1. spostamenti nodali;
2. reazioni vincolari;
3. sollecitazioni nelle aste;
4. sollecitazioni nei gusci triangolari;
5. sollecitazioni nei gusci rettangolari;

La generazione dei casi di carico avviene semplicemente seguendo le indicazioni contenute nel file COMBINAZ generato all'interno del menu archivi elementari. Vengono generati i files contenenti le varie combinazioni di carico desiderate.

Qualora sia stata richiesta la somma con doppio segno di alcune condizioni di carico, oppure l'involuppo rispetto ad una delle caratteristiche di sollecitazione, gli spostamenti, le reazioni vincolari e le sollecitazioni nelle aste o nei gusci verranno presentate sotto forma di coppie di valori, una per la somma con segno + (massimo) ed una per la somma con segno - (minimo). A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati. Le verifiche sono effettuate a valle di una modellazione agli elementi finiti (F.E.M.) di caratteristiche geometriche/statiche pari a quelle reali.

4. GEOTECNICA

Per quanto concerne la caratterizzazione del terreno ospitante l'opera in progetto, si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

- Relazione geologica, redatta dal geol. C. Bosco nell'Aprile 2024;
- Relazione sismica, redatta dal geol. C. Bosco nell'Aprile 2024;

cui si rimanda per ulteriori approfondimenti e chiarimenti in merito

4.1 PARAMETRI GEOTECNICI ADOTTATI

Si riportano i parametri geotecnici del terreno.

Strato	Profondità [m] (da estradosso soletta c.a.)	Peso di volume secco [kN/m ³]	Peso di volume saturo [kN/m ³]	ϕ' [°]
Terreno di riporto	0 – 4.00	18	19	-
Sabbia con ghiaia	4.00 – 6.00	19	20	38
Sabbia ghiaiosa poco o moderatamente addensata	6.00 – 7.50	18	19	42
Ghiaia con sabbia	> 7.50	20	21	44

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica ai fini sismici fatto riferimento alla “Relazione Sismica” redatta nel Giugno 2020, all'interno della quale, con riferimento al D.M. 17 gennaio 2018, vengono specificate la **categoria di sottosuolo B** e la **categoria topografica T1**.

Si riporta un estratto della normativa citata.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

4.3 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Nel sito in esame nel contesto della presente analisi, si è sviluppato il calcolo di verifica a liquefacibilità prendendo in considerazione:

- Le prove SPT condotte durante il carotaggio;
- Gli spezzoni di carota opportunamente vagliati in laboratorio.

A tale scopo si ricorda che in un terreno saturo non coesivo può verificarsi, in caso di sisma, l'aumento delle pressioni interstiziali con un conseguente annullamento delle tensioni efficaci ed un incremento significativo delle deformazioni permanenti.

$$\tau = (\sigma_{v0} - u - \Delta u) \tan \varphi' \text{ se } \Delta u \uparrow \quad \tau = 0$$

In accordo alle NTC2018 al paragrafo §7.11.3.4.2 la verifica a liquefazione può essere esclusa qualora si verifichi una delle seguenti condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Il parametro $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza penetrometrica N_{spt} ricavato dalla seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = N_{spt} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_r$$

In cui i coefficienti moltiplicativi di correzione rappresentano:

- C_r è il fattore correttivo della lunghezza d'asta;
- C_N è il fattore correttivo per la profondità di esecuzione della prova. La tensione di confinamento incide sul numero di colpi in un materiale sciolto;
- C_E fattore correttivo del rapporto energetico del martello;

Tabella 1

Parametri Verifica a liquefazione per sondaggio S2									
Profondità (m)	(n°colpi)	N_{SPT}	Profondità falda (m)	σ_{v0}	σ'_{v0}	C_r	C_N	C_E	$N1(60)$
4.5	8-3-6	9	2.7	86.3	68.6	0.95	1.21	1	11.1
6	36-11-7	18		117.8	85.4		1.08		20.0
7.5	26-20-22	44		149.3	102		0.99		44.7

Come si evince dalla Tabella 1, tra 4,5 m e 6,0 m di profondità il criterio citato al punto 3 delle NTC2018 non risulta soddisfatto, pertanto si procede al controllo delle distribuzioni granulometriche. Di seguito vengono riportati i grafici in cui sono rappresentati i limiti imposti dalle NTC2018 e le distribuzioni granulometriche (in rosso) del sondaggio S1 rispettivamente alla profondità di 2,5 m- 3,5 m e 4,0 m- 6,0 m.

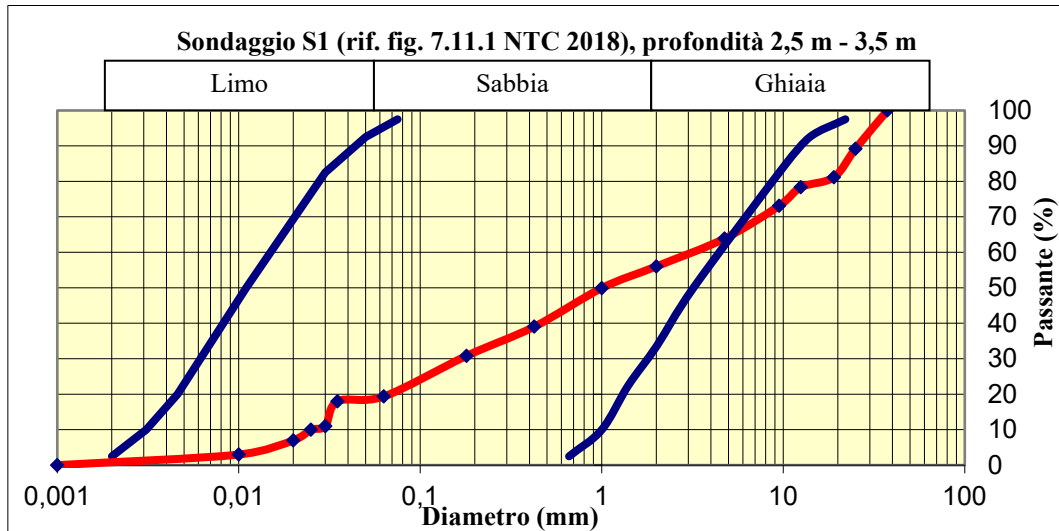


Figura 2 - Analisi curve granulometriche alla profondità 2,5 m- 3,5 m

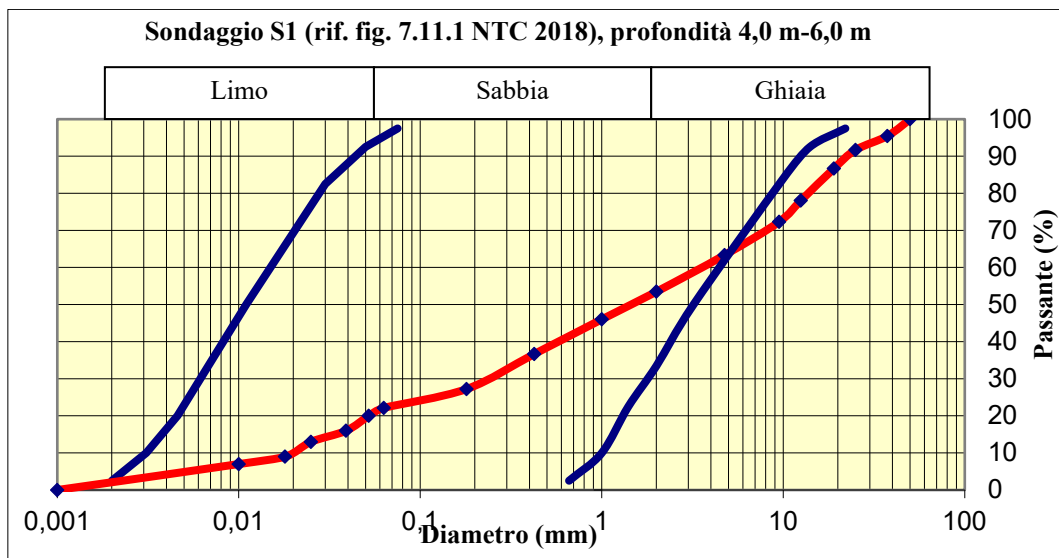


Figura 6 - Analisi curve granulometriche alla profondità 4,0 m- 6,0 m

Dalla Figura 2 e Figura si può notare che, in entrambi i casi, le distribuzioni granulometriche del sondaggio S1 non ricadono interamente all'interno dei fusi granulometrici definiti dalla norma, dato che il circa il 40% del campione è di natura ghiaiosa.

Si può pertanto concludere che la verifica a liquefazione può essere omessa in accordo alle NTC2018.

5. MATERIALI

Per quanto riguarda i parametri meccanici dei materiali costituenti le strutture in progetto, si adotteranno i valori definiti ai paragrafi seguenti.

5.1 CALCESTRUZZO

Si riportano i parametri di calcolo del calcestruzzo adottati per le opere in progetto:

CALCESTRUZZO PALI E IMPALCATO

C 32/40

$R_{ck} = 40$ MPa	Resistenza cubica caratteristica del materiale
$f_{ck} = 32$ MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del materiale
$\gamma_c = 1.50$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale
$\alpha_{cc} = 0.85$	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$f_{cd} = 18.81$ MPa	Resistenza cilindrica di progetto del materiale
$E_{cm} = 33643$ MPa	Modulo elastico (non fessurato)
XF4	Classe di esposizione secondo UNI 11104

CALCESTRUZZO MURI

C 32/40

$R_{ck} = 40$ MPa	Resistenza cubica caratteristica del materiale
$f_{ck} = 32$ MPa	Resistenza cilindrica caratteristica del materiale
$\gamma_c = 1.50$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale
$\alpha_{cc} = 0.85$	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$f_{cd} = 18.81$ MPa	Resistenza cilindrica di progetto del materiale
$E_{cm} = 33643$ MPa	Modulo elastico (non fessurato)
XC2	Classe di esposizione secondo UNI 11104

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018. Nel dettaglio, viene impiegato il diagramma parabola – rettangolo riportato in figura:

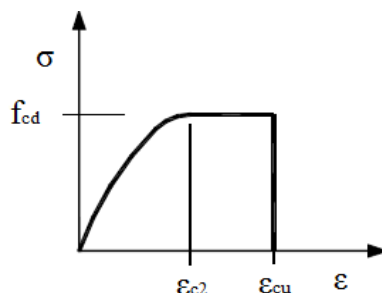


Figura 7: Legge costitutiva adottata per il calcestruzzo

5.2 ACCIAIO LENTO DA C.A.

L'acciaio da c.a. costituente l'armatura delle sezioni in calcestruzzo è del tipo **B450C**.

ACCIAIO DA C.A.

B450C

$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura

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

Tensione caratteristica di snervamento

$\gamma_s = 1.15$

Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU del materiale

$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

Tensione di progetto di snervamento

$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$

Modulo elastico

In aggiunta, l'acciaio da c.a. deve rispettare quanto riportato nella Tab. 11.1.lb al punto 11.3.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018. I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del decreto sopra citato. Nel dettaglio, viene utilizzato il modello elastico incrudente riportato in figura:

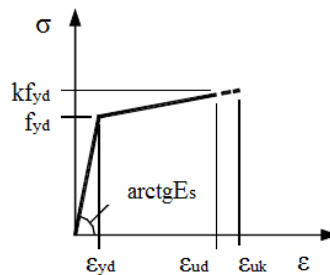


Figura 8: Legge costitutiva per l'acciaio da cls armato

6. METODOLOGIA DI CALCOLO

Il calcolo delle strutture in calcestruzzo armato è eseguito secondo le vigenti norme tecniche per le costruzioni, secondo i seguenti passaggi:

- Analisi dei carichi
- Analisi delle sollecitazioni
- Verifica con metodo semiprobabilistico agli stati limite

6.1 AZIONI DI CALCOLO

In accordo con il punto 2.5.1.3 del D.M. 17 gennaio 2018 si definiscono, relativamente alle opere in progetto:

G_1	Valore caratteristico delle azioni permanenti associate al peso proprio di tutti gli elementi strutturali, al peso e delle spinte del terreno e dell'acqua, quando queste si configurino costanti nel tempo;
G_2	Valore caratteristico delle azioni permanenti associate al peso degli elementi non strutturali;
P	Valore caratteristico dell'azione corrispondente all'effetto della precompressione
Q_{k1}	Valore caratteristico dell'azione variabile di base
Q_{ki}	Valore caratteristico dell'i-esima azione variabile secondaria
A	Valore dell'azione che si verifica soltanto eccezionalmente nel corso della vita nominale dell'opera
E	Valore dell'azione derivante dal sisma

6.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le combinazioni di carico, con i relativi coefficienti di sicurezza parziale sui carichi, per le opere in progetto, sono quelle riportate nel seguito. Il termine E_d indica l'azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche.

Stati Limite Ultimi STATICI:

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Stati Limite Ultimi SISMICI:

$$E_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Stati Limite Ultimi connessi alle azioni ECCEZIONALI A

$$E_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Stati Limite di Esercizio (combinazione RARA):

$$E_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

6.3 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA SUI CARICHI**6.3.1 Impalcato**

I precedenti coefficienti parziali di sicurezza (γ) e quelli di combinazione (ψ) sono dati dai seguenti prospetti.

Nel caso specifico dei ponti, ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare le combinazioni riportate di seguito:

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	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				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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
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

6.3.2 Opere di sostegno delle terre

L'analisi e le verifiche delle opere di sostegno delle terre sono condotte con riferimento all'Approccio 2, definito al §2.6.1. del D.M. 17 gennaio 2018, secondo la combinazione A1+M1+R3.

Coefficienti per le azioni

I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono definiti alla tab 6.2.I del §6.2.4.1.1; per la spinta delle terre si applicano i coefficienti γ_{G1} .

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

In cui:

γ_{G1} Coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1

γ_{G2} Coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2

γ_{Qi} Coefficiente parziale delle azioni variabili Q

Coefficienti di combinazione

Si considerano i coefficienti di combinazione relativi alla categoria A, di cui alla tab. 2.5.I del §2.5.2.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno

Si adottano i coefficienti definiti alla tab 6.2.II del §6.2.4.1.2.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti per le verifiche di resistenza a SLU per opere di sostegno

Si adottano i coefficienti definiti alla tab 6.5.I del §6.5.3.1.1

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

6.4 RISPETTO STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Si riportano i criteri di verifica da normativa adottati (NTC 2018 prgf 4.1.2.2), legati alle classi dei cls impiegati e alla loro classe di esposizione.

6.4.1 Apertura delle fessure

La verifica dell'apertura delle fessure è condotta con riferimento al §4.1.2.2.4 del D.M. 17 gennaio 2018, assumendo la combinazione caratteristica delle azioni in luogo della frequente/quasi permanente previste dalla norma. Tale assunzione risulta a vantaggio di sicurezza.

I limiti superiori dell'apertura delle fessure sono determinati con riferimento delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, secondo quanto riportato alle tabb. 4.1.III e 4.1.IV:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

I valori limite di apertura delle fessure previsti dalla normativa risultano:

$$w_1 = 0.2\text{mm}$$

$$w_2 = 0.3\text{mm}$$

$$w_3 = 0.4\text{mm}$$

6.4.2 Limitazione delle Tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio è condotta con riferimento al §4.1.2.2.5 del D.M. 17 gennaio 2018, assumendo un coefficiente di omogeneizzazione $n=15$ tra i moduli di elasticità di acciaio e calcestruzzo.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le limitazioni seguenti:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

Per la massima tensione sull'acciaio si adotta:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} \quad \text{per la combinazione caratteristica}$$

6.5 CALCOLO DELLE SPINTE DEL TERRENO IN FASE SISMICA

Per la definizione della spinta del terreno in fase sismica sulle spalle si adotta l'analisi Pseudo-Statica descritta al punto 7.11.6.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018. I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v , che interessano le masse in fase sismica si assumono pari a:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

In cui:

$$a_{max} = S \cdot a_g \qquad \text{accelerazione massima}$$

$$S = S_S \cdot S_T \qquad \text{coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche}$$

$$a_g \qquad \text{accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di riferimento rigido}$$

$$\beta_m \qquad \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito}$$

Per le opere di sostegno, il coefficiente β_m può assumere valori:

$$\beta_m = 0.38 \qquad \text{nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0.27 \qquad \text{nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}$$

Per opere che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, si assume $\beta_m = 1$.

Per l'opera in oggetto viene comunque assunto a favore di sicurezza un coefficiente unitario.

La forza di calcolo risultante delle spinte statiche e dinamiche dei terreni sulle pareti verticali si assume pari a:

$$E_{d1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

In cui:

$$H \qquad \text{Altezza dell'elevazione della parete (a contatto con il terreno spingente)}$$

$$E_{ws} \qquad \text{spinta idrostatica}$$

$$E_{wd} \qquad \text{spinta idrodinamica}$$

$$\gamma^* \qquad \text{peso specifico del terreno, che nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto dello strato di terreno considerato è pari al peso del terreno asciutto, viceversa del terreno alleggerito}$$

$$K \qquad \text{coefficiente di spinta (statico + dinamico)}$$

Il coefficiente K è determinato con riferimento alla formulazione proposta da Mononobe-Okabe, di seguito riportata per gli stati di spinta attiva.

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\phi + \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta \leq \phi - \theta$$

$$\beta > \phi - \theta \qquad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

In cui:

ϕ valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace

ψ, β angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e dalla superficie del terrapieno

δ angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro $< 2/3 \phi$

ϑ è l'angolo ricavato dalle seguenti espressioni:

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto del terreno considerato:

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sopra del terreno considerato:

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v}$$

Alla forza E_{d1} viene sommata la quota di tagliante derivante dal peso della struttura soggetto all'accelerazione $S_d = S \cdot a_g$, data da

$$E_{d2} = W \cdot S_d$$

Per cui, sulla parete agirà:

$$\mathbf{E}_d = \mathbf{E}_{d1} + \mathbf{E}_{d2}$$

Al fine di massimizzare le sollecitazioni sulla struttura, sia la componente dinamica, sia la componente statica, vengono applicate a metà altezza del muro con distribuzione rettangolare.

7. ANALISI DEI CARICHI

I valori unitari caratteristici F_k adottati nel calcolo delle sollecitazioni delle differenti parti di struttura, ed applicati al modello di calcolo FEM in modo automatico (pesi propri elementi modellati) o mediante carichi su aste e/o su aree di carico, sono di seguito descritti.

7.1 AZIONI PERMANENTI G_k

7.1.1 Pesi propri degli elementi strutturali G_{1k}

I pesi propri degli elementi strutturali vengono assegnati automaticamente dal programma di calcolo in funzione delle sezioni modellate oppure applicati su elementi o aree di carico quando relativi ad elementi non modellati per scelte di calcolo.

- Elementi in c.a. 25.00 kN/m³

7.1.2 Carichi permanenti non strutturali G_{2k}

I pesi permanenti portati impiegati nel modello di calcolo possono essere suddivisi in relazione al generico elemento considerato:

- Pavimentazione stradale $20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.15\text{m} = 3.00 \text{ kN/m}^2$
- Marciapiede $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.20\text{m} = 5.00 \text{ kN/m}^2$
- Veletta in c.a. $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.07\text{m} \cdot 0.90\text{m} = 1.60 \text{ kN/m}$
- Barriera di classe H2 1.00 kN/m
- Barriera pedonale 1.00 kN/m

7.2 AZIONI VARIABILI QK

7.2.1 Azioni variabili ambientali

7.2.1.1 Variazioni termiche

- Variazioni termiche uniformi ± 15°C
- Variazione termica differenziale 0°C (intradosso travi) : +10°C (estradosso soletta)

7.2.1.2 Vento

- Azione del vento 2.65 kN/m²

L'azione del vento è valutata per la direzione trasversale a quella di marcia dei veicoli. La superficie interessata dall'azione del vento considerata nei calcoli si estende per 3.0m oltre il piano stradale

Ai fini delle analisi, si fa riferimento al caso relativo a travi ad anima piena.

Travi ad anima piena e reticolari
✕
Unità di misura : m ; KN/mq ; m/s

Travi isolate

p(z1) = pressione alla quota inferiore [N/m²]

p(z2) = pressione alla quota superiore [N/m²]

Travi multiple

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore dal doppio dell'altezza h, il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per il seguente coefficiente di riduzione:

$\mu =$

La pressione totale va considerata agente solo su Sp

Azioni tangenti

pf(z1) = azione tangente alla quota inferiore [N/m²]

pf(z2) = azione tangente alla quota superiore [N/m²]

Convenzione di segno:
(+) compressione
(-) decompressione

Zona 1
Altitudine: 260
Periodo di Ritorno [anni]: 50
Classe di rugosità del terreno:D
Distanza dalla costa [km]: 100
Categoria di esposizione del sito: 2
Tipologia di costruzione:Travi ad anima piena a reticolari

vref (velocità di riferimento) = 25.
qref (pressione cinetica di riferimento) = .3906
cd (coefficiente dinamico) = 1.
cf (coefficiente d' attrito) = .01

mu (coefficiente per travi multiple) = .2

7.2.2 Azioni variabili da traffico

7.2.2.1 Schemi di carico

Corsia convenzionale n.1

- Assi tandem su impronte 40cm x 40cm $2 Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
- Carico uniformemente distribuito $q_{1k} = 9.00 \text{ kN/m}^2$

Corsia convenzionale n.2

- Assi tandem su impronte 40cm x 40cm $2 Q_{2k} = 200 \text{ kN}$
- Carico uniformemente distribuito $q_{2k} = 2.50 \text{ kN/m}^2$

Parte rimanente

- Carico uniformemente distribuito $q_k = 2.50 \text{ kN/m}^2$

I carichi variabili indotti dal traffico sono definiti dagli schemi di carico descritti al punto 5.1.3.3.3. del D.M. 17 gennaio 2018, su corsie convenzionali definite con riferimento alla superficie carrabile.

In accordo al punto 5.1.2.1 del decreto citato, la superficie carrabile del ponte è composta dalla piattaforma e da eventuali marciapiedi sormontabili (altezza inferiore ai 20cm) e non protetti da barriere di sicurezza stradale o altri dispositivi di ritenuta.

Le corsie convenzionali sono definite al punto 5.1.3.3.2, con riferimento alla fig. 5.1.1 ed alla tab. 5.1.I, di seguito riportate.

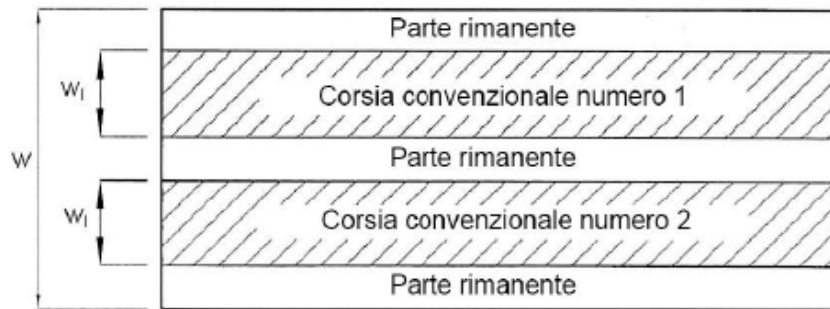


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Nel caso specifico, si considera una larghezza $w = 8.50 \text{ m}$ con n.2 corsie convenzionali.

Per l'analisi delle sollecitazioni sull'impalcato si fa riferimento allo schema denominato

Schema di Carico 1: "è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. 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".

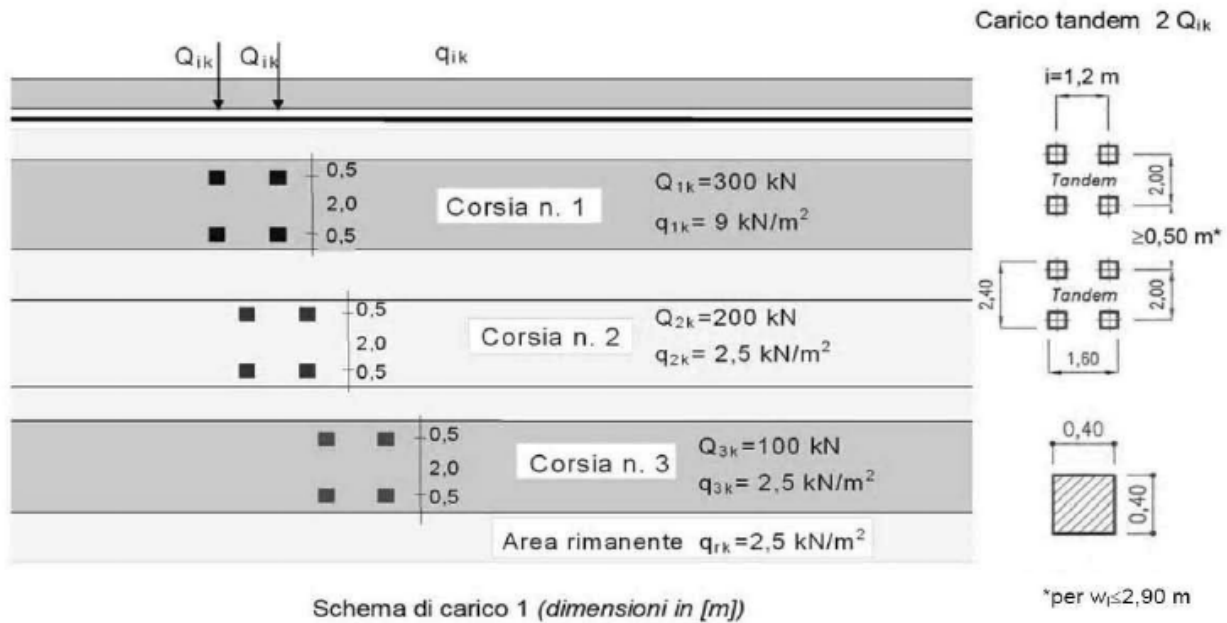


Figura 10 - Schema di carico 1, estratto dalla Fig. 5.1.2

I valori di Q_{ik} e q_{ik} sono comprensivi già degli effetti dinamici.

7.2.2.2 Frenamento

- Frenamento

9.00 kN/m²

La forza di frenamento o di accelerazione è valutata con riferimento al punto 5.1.3.5 del D.M. 17 gennaio 2018. L'entità del carico associato al frenamento è funzione del carico verticale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta uguale a

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

Per il caso specifico, considerando $w_1 = 3.0$ m e $L = 8.80$ m, risulta un valore pari a 370 kN.

Il carico viene applicato come uniformemente distribuito sulla corsia convenzionale n.1, al livello della pavimentazione stradale e agente lungo l'asse della corsia.

7.3 AZIONI ECCEZIONALI A_k

Si considera l'urto di veicoli in svio.

- Forza orizzontale concentrata 100 kN
- Asse tandem su impronte di carico 35cm x 60cm $2 Q_k = 400 \text{ kN}$

In accordo a quanto prescritto al punto 5.1.3.10 del D.M. 17 gennaio 2018, nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa:

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, come mostrato in Fig. 5.1.2. 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".

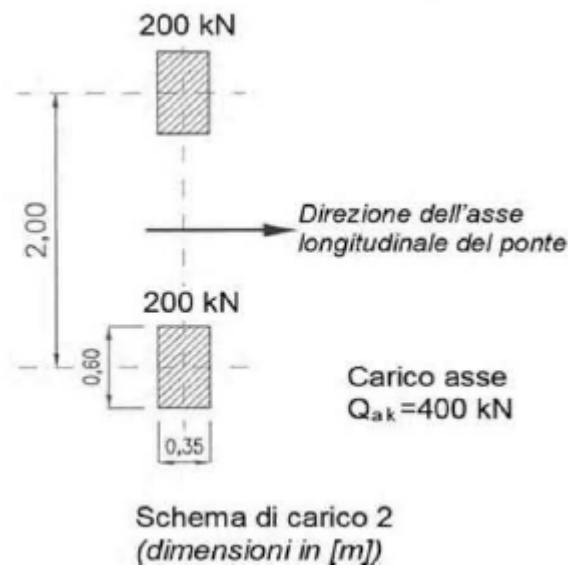


Figura 11 - Schema di carico 2, estratto dalla Fig. 5.1.2

Il sistema di forze orizzontali da considerare è definito in accordo al punto 3.6.3 del D.M. 17 gennaio 2018. Nel dettaglio si considera una forza orizzontale equivalente di collisione, pari a 100 kN, agente trasversalmente ed orizzontalmente 1.00 m sopra il livello del piano di marcia.

7.4 AZIONE SISMICA ED

Il sito su cui sorge l'opera ricade all'interno della zona sismica 3: “zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti”.

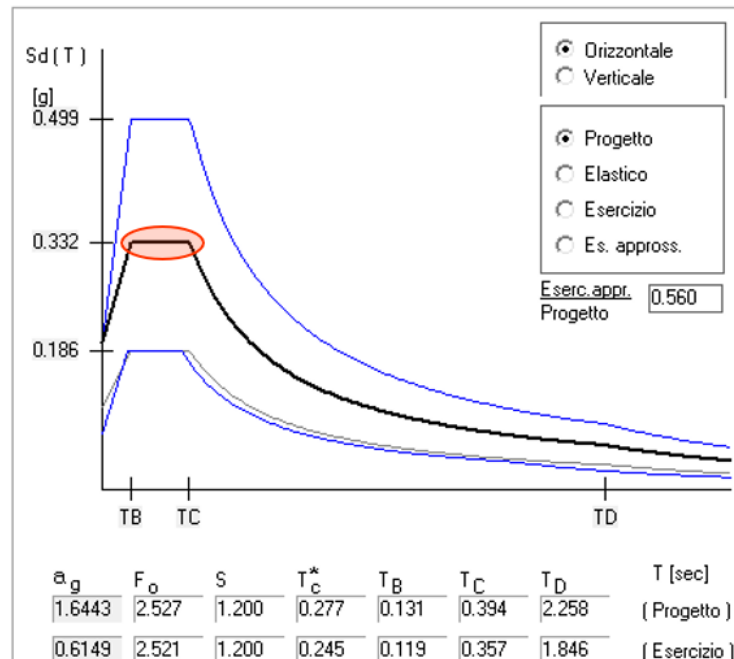
L'azione sismica è stata definita in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 17 gennaio 2018. In particolare, il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di riferimento dell'azione sismica;
- definizione dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*c per gli stati limite da considerare, ottenuti per interpolazione tra i quattro punti del reticolo di riferimento più vicini all'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

7.4.1 Metodologia di analisi

L'analisi adottata per la determinazione delle sollecitazioni è “l'Analisi Lineare Statica”, in accordo a quanto previsto al §7.3.3.2 del D.M. 17 gennaio 2018. Nel caso in esame è stato considerato, per ogni stato limite esaminato, il valore di accelerazione spettrale corrispondente al tratto orizzontale dello spettro (plateau). Tale assunzione risulta a vantaggio di sicurezza.

Segue la rappresentazione degli spettri di risposta con evidenziato il valore di accelerazione spettrale sopra descritto e impiegato nelle valutazioni numeriche:



7.4.2 Parametri di calcolo generali

I parametri di calcolo assunti alla base dei calcoli sono riportati di seguito.

Vita nominale	$V_N = 100$ anni
Classe d'uso	IV
Coefficiente d'uso	$C_U = 2.0$
Periodo di riferimento per l'azione sismica	$V_R = V_N \cdot C_U = 200$ anni
Categoria di sottosuolo	B

La Pericolosità sismica viene definita dai seguenti parametri

Accelerazione orizzontale massima attesa	a_g
Spettro di risposta elastico	$S_e(T)$
Probabilità di eccedenza	P_{VR}
Periodo di riferimento	T_R

Le forme spettrali sono definite a partire dai seguenti parametri su suolo di riferimento rigido e orizzontale

Accelerazione orizzontale massima attesa	a_g
Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T^*_c

Si riportano gli spettri di risposta di riferimento adottati per le calcolazioni.

The screenshot shows a software interface for seismic site classification. It features two search methods: 'Ricerca per coordinate' (selected) with longitude 7.50000 and latitude 44.85000, and 'Ricerca per comune' with region Piemonte, province Torino, and comune Torino. On the left, there are sections for 'Elaborazioni grafiche' (Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri) and 'Elaborazioni numeriche' (Tabella parametri). Below these is a 'Nodi del reticolo intorno al sito' section showing a grid of nodes around the site with distances of 7.5 km. The main area displays a map of Italy with a red dot indicating the site location. To the right of the map is a 'Controllo sul reticolo' section with three indicators: 'Sito esterno al reticolo' (grey), 'Interpolazione su 3 nodi' (black), and 'Interpolazione corretta' (green). Below the map is an 'Interpolazione' dropdown menu set to 'superficie rigata'. At the bottom, there are navigation buttons for 'INTRO', 'FASE 1' (highlighted in red), 'FASE 2', and 'FASE 3'. A text box at the bottom of the map area explains that 'Ricerca per comune' uses ISTAT coordinates and that seismic actions can differ within the comune territory.

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_s = 1.200$ $C_c = 1.417$ info

$h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

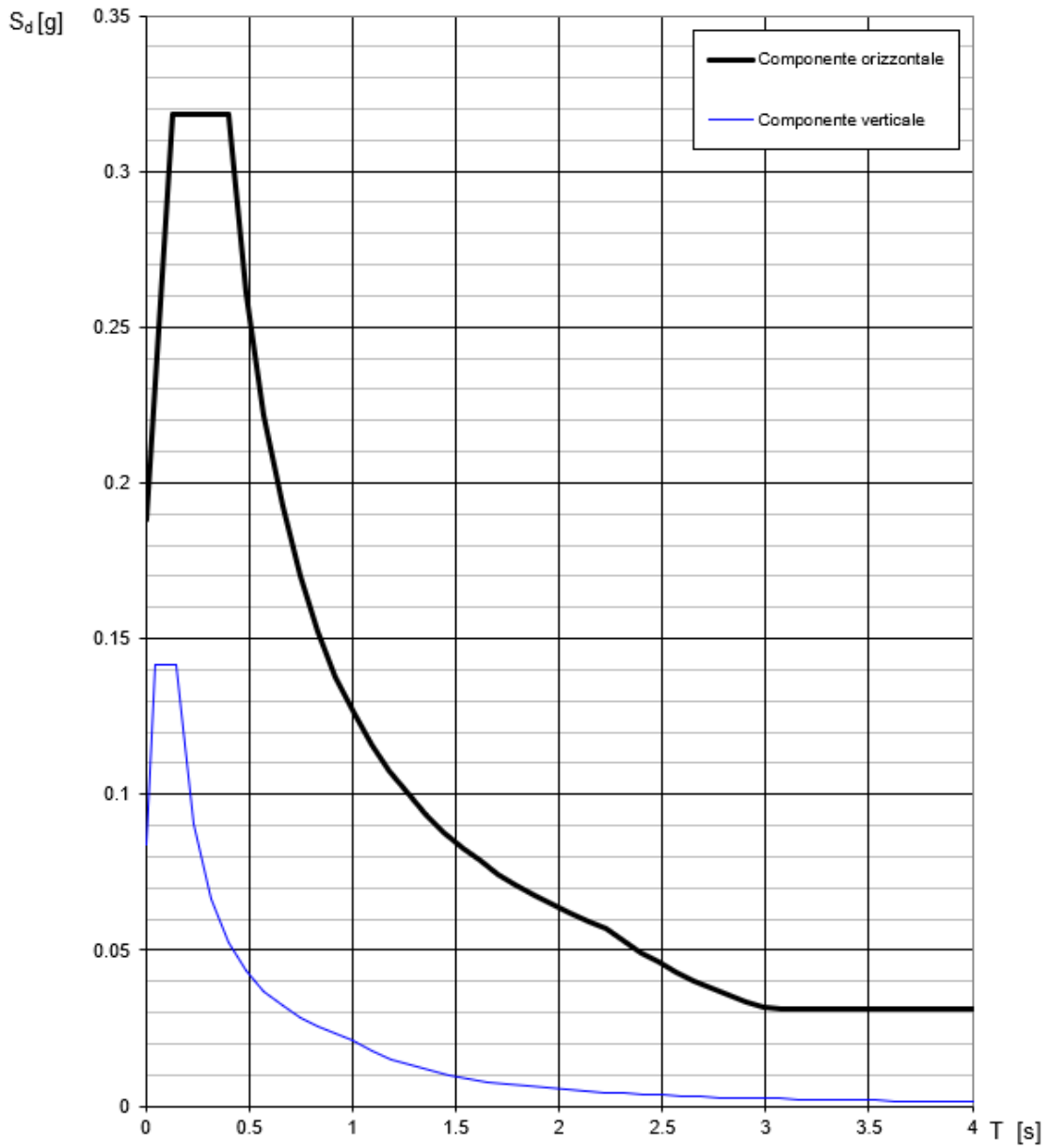
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.157 g
F_o	2.536
T_c	0.282 s
S_s	1.200
C_c	1.417
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.667
T_B	0.133 s
T_C	0.399 s
T_D	2.228 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.188
$T_B \leftarrow$	0.133	0.318
$T_C \leftarrow$	0.399	0.318
	0.486	0.261
	0.573	0.222
	0.660	0.192
	0.747	0.170
	0.835	0.152
	0.922	0.138
	1.009	0.126
	1.096	0.116
	1.183	0.107
	1.270	0.100
	1.357	0.094
	1.444	0.088
	1.531	0.083
	1.618	0.079
	1.705	0.075
	1.792	0.071
	1.879	0.068
	1.966	0.065
	2.054	0.062
	2.141	0.059
$T_D \leftarrow$	2.228	0.057
	2.312	0.053
	2.396	0.049
	2.481	0.046
	2.565	0.043
	2.650	0.040
	2.734	0.038
	2.818	0.036
	2.903	0.034
	2.987	0.032
	3.072	0.031
	3.156	0.031
	3.240	0.031
	3.325	0.031
	3.409	0.031
	3.494	0.031
	3.578	0.031
	3.662	0.031
	3.747	0.031
	3.831	0.031
	3.916	0.031
	4.000	0.031

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.084 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.356
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_b \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.084
$T_B \leftarrow$	0.050	0.142
$T_C \leftarrow$	0.150	0.142
	0.235	0.091
	0.320	0.067
	0.405	0.053
	0.490	0.043
	0.575	0.037
	0.660	0.032
	0.745	0.029
	0.830	0.026
	0.915	0.023
$T_D \leftarrow$	1.000	0.021
	1.094	0.018
	1.188	0.015
	1.281	0.013
	1.375	0.011
	1.469	0.010
	1.563	0.009
	1.656	0.008
	1.750	0.007
	1.844	0.006
	1.938	0.006
	2.031	0.005
	2.125	0.005
	2.219	0.004
	2.313	0.004
	2.406	0.004
	2.500	0.003
	2.594	0.003
	2.688	0.003
	2.781	0.003
	2.875	0.003
	2.969	0.002
	3.063	0.002
	3.156	0.002
	3.250	0.002
	3.344	0.002
	3.438	0.002
	3.531	0.002
	3.625	0.002
	3.719	0.002
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

7.4.3 Fattore di comportamento

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre ai parametri precedentemente richiamati (dipendenti dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento q .

Il fattore di comportamento è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttività e dalla regolarità in pianta ed altezza.

Si adotta un fattore di comportamento pari a $q = 1.50$.

7.4.4 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva, sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute trasladando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

7.4.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

8. IMPALCATO

8.1 VISTE PRINCIPALI DEL MODELLO DI CALCOLO

Si riportano alcune viste del modello di calcolo allestito:

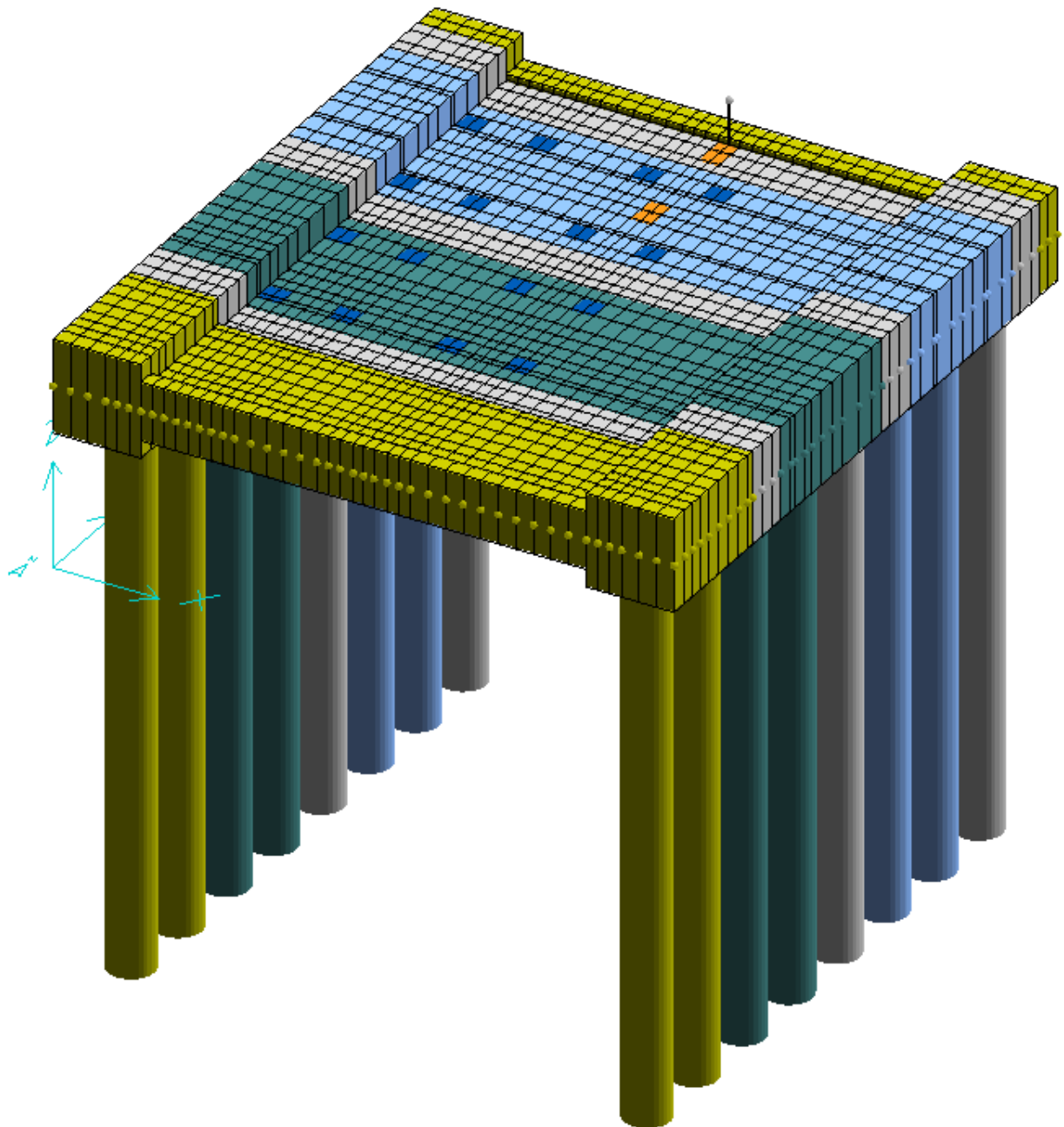


Figura 3 - Vista 3D, ingombri solidi

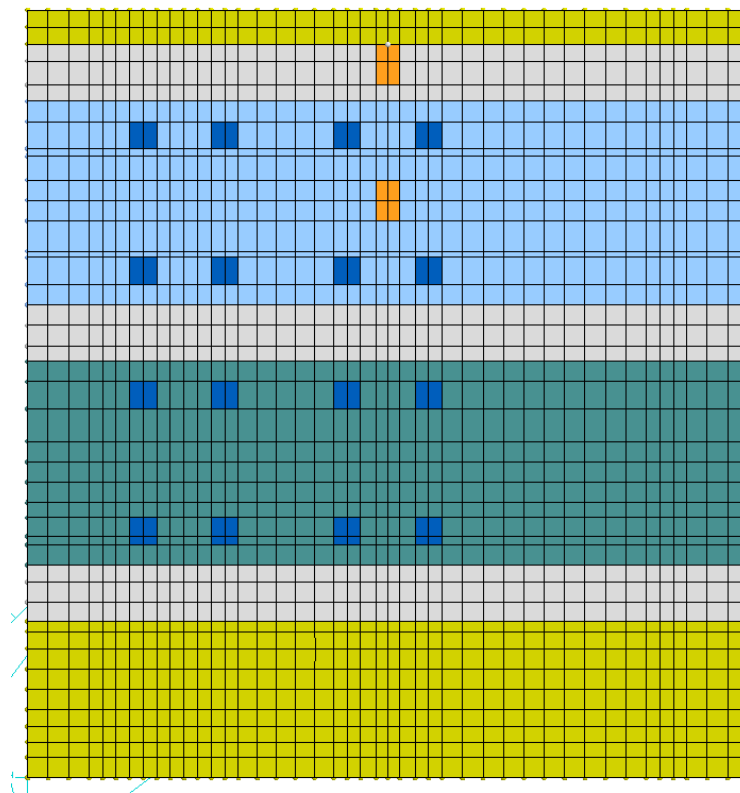


Figura 4 - Vista dall'alto

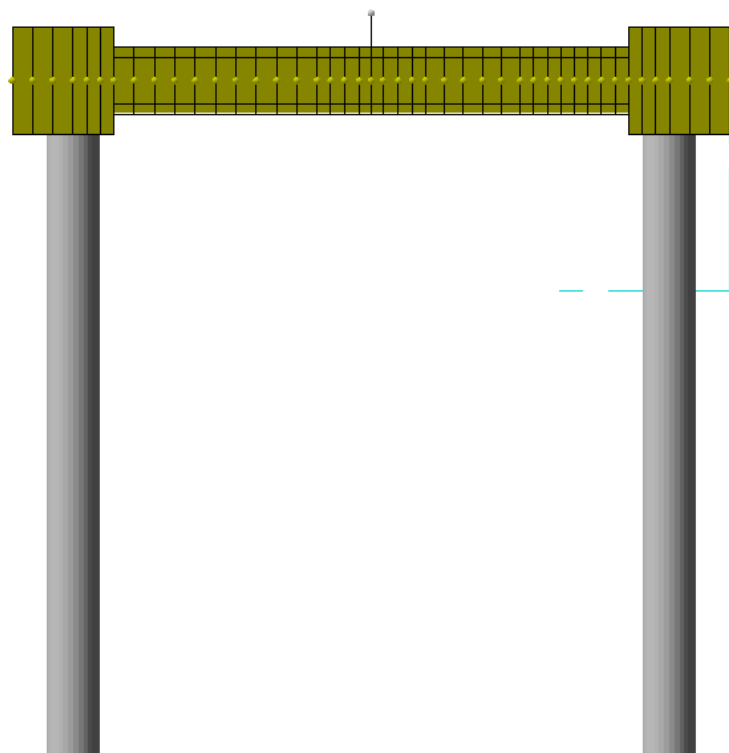



Figura 5 - Vista laterale

L’impalcato è stato modellato impiegando elementi guscio con spessori definiti dalle carpenterie. I vincoli esterni assegnati all’impalcato sono rappresentati da vincoli tipo “palo”, i cui parametri di definizione sono riportati di seguito, allo scopo di tener conto della loro effettiva rigidezza.

Num.	Descrizione	
001)	Nodo libero	
002)	Palo	

VINCOLO ESTERNO 002	
PALO	
Diametro	80.0 cm
Lunghezza	1000.0 cm
Mod. elastico del palo	31447.0 N/mm ²
Mod. di taglio del terreno	20.0 N/mm ²
Variaz. del mod. di taglio con la quota	0 daN/cm ³
Mod. di Poisson del terreno	0.35

Le azioni applicate sono definite in conformità a quanto previsto dal D.M. 17 gennaio 2018, con particolare riferimento al cap. 5: “ponti”, ed applicate come carichi su gusci.

Con riferimento agli schemi di carico previsti dalla normativa al §5.1.3.3.3, nel modello di calcolo sono stati implementati lo schema 1 e lo schema 2. Nel dettaglio:

- Lo schema 1 è applicato secondo due configurazioni differenti; in corrispondenza della mezzeria dell’impalcato, allo scopo di ottenere le massime sollecitazioni di momenti flettente in campata e agli appoggi, e all’interfaccia con le travi di testa ai pali, in modo da massimizzare le componenti taglienti sulla soletta.
- Lo schema 2 è applicato a bordo ponte, in corrispondenza della mezzeria dell’impalcato, unitamente con l’azione orizzontale prevista per la combinazione eccezionale finalizzata a considerare l’urto di un veicolo in svio.

8.2 AZIONI E COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Si riportano le condizioni di carico elementari definite:

- c1 = Peso proprio elementi strutturali;
- c2 = Carichi permanenti portati;
- c3 = Schema di carico 1 ad L/2;
- c4 = Schema di carico 1 agli appoggi;
- c5 = Folla;
- c6 = Vento;
- c7 = Variazione termica uniforme;
- c8 = Variazione termica differenziale;
- c9 = Urto di veicoli in svio con schema di carico 2;
- c10 = Frenamento.

8.2.1 Stati Limite Ultimi

Si riporta il prospetto con le combinazioni di carico da impiegare per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, insieme con i coefficienti di sicurezza parziale adottati.

Caso di carico	Tipo	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7	c8	c9	c10
C1	SLU	1.35	1.50	1.35	-	1.35	±0.90	±0.90	-	-	-
C2	SLU	1.35	1.50	1.35	-	1.35	±0.90	-	0.90	-	-
C3	SLU	1.35	1.50	-	1.35	1.35	±0.90	±0.90	-	-	-
C4	SLU	1.35	1.50	-	1.35	1.35	±0.90	-	0.90	-	-
C5	SLU	1.35	1.50	1.02	-	1.02	±1.50	±0.90	-	-	-
C6	SLU	1.35	1.50	1.02	-	1.02	±1.50	-	0.90	-	-
C7	SLU	1.35	1.50	-	1.02	1.02	±1.50	±0.90	-	-	-
C8	SLU	1.35	1.50	-	1.02	1.02	±1.50	-	0.90	-	-
C9	SLU	1.00	-	-	-	-	±1.50	±0.90	-	-	-
C10	SLU	1.00	-	-	-	-	±1.50	-	0.90	-	-
C11	SLU	1.35	1.50	1.02	-	1.02	±0.90	±0.90	-	-	±1.35
C12	SLU	1.35	1.50	1.02	-	1.02	±0.90	-	0.90	-	±1.35
C13	SLU	1.35	1.50	-	1.02	1.02	±0.90	±0.90	-	-	±1.35
C14	SLU	1.35	1.50	-	1.02	1.02	±0.90	-	0.90	-	±1.35
C15	SLU	1.35	1.50	1.02	-	1.02	±0.90	±1.50	-	-	-
C16	SLU	1.35	1.50	-	1.02	1.02	±0.90	±1.50	-	-	-
C17	SLU	1.35	1.50	1.02	-	1.02	±0.90	-	1.50	-	-
C18	SLU	1.35	1.50	-	1.02	1.02	±0.90	-	1.50	-	-
C19	SLU	1.00	-	-	-	-	±0.90	±1.50	-	-	-
C20	SLU	1.00	-	-	-	-	±0.90	-	1.50	-	-
C21	ECC	1.00	1.00	-	-	-	-	±0.50	-	1.00	-
C22	ECC	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.50	1.00	-

Note:

- a. Le combinazioni di carico a SLU sono determinate con riferimento alle tabelle 5.1.IV, 5.1.V e 5.1.VI di cui al §5.1.3.14 del D.M. 17 gennaio 2018;
- b. Le azioni indotte dal traffico, definite in accordo agli schemi di carico riportati al § 7.2.2 del presente documento, quando costituiscono azioni principali (Casi da C1 a C4) sono amplificati di un fattore pari a 1.35. Quando sono considerati azioni secondarie (Casi da C5 a C18), sono applicati con coefficiente amplificativo pari a $0.75 \cdot 1.35 = 1.02$. Al fine di ottenere gli effetti maggiormente gravosi sull'impalcato, si applica lo schema di carico 1 in mezzeria (massimo flettente) e all'appoggio (massimo taglio);
- c. Quando costituisce l'azione principale, l'azione del vento viene assunta con coefficiente amplificativo pari a 1.50 e doppio segno. Sono considerati i casi di ponte carico, includendo i carichi stradali (Casi da C5 a C8), e ponte scarico (Casi C9 e C10). In quest'ultimo caso, si assegna coefficiente amplificativo unitario per i pesi propri degli elementi strutturali e coefficiente nullo per i carichi permanenti non strutturali. Quando rappresenta un'azione secondaria (Casi da C1 a C4 e da C11 a C20), il carico viene amplificato di un fattore $0.6 \cdot 1.5 = 0.90$;
- d. Quando costituiscono l'azione principale, le variazioni termiche (uniformi e differenziali) sono considerate con doppio segno, assumendo un coefficiente amplificativo pari a 1.50. In analogia all'azione del vento, sono considerati i casi di ponte carico (Casi da C15 a C18) e ponte scarico (Casi C19 e C20) assumendo, in quest'ultimo caso, un coefficiente amplificativo unitario per i pesi propri degli elementi strutturali e coefficiente nullo per i carichi permanenti non strutturali. Quando rappresentano un'azione secondaria (Casi da C1 a C14), le variazioni termiche sono amplificate di un fattore pari a $0.6 \cdot 1.5 = 0.90$.
- e. L'azione di frenamento, applicata in accordo con il §5.1.3.5 del D.M. 17 gennaio 2018, è assunta con coefficiente 1.35 e viene considerata esclusivamente come azione principale. Per le combinazioni di carico corrispondenti (Casi da C11 a C14), le azioni indotte dal traffico sono considerate con coefficiente amplificativo pari a $0.75 \cdot 1.35 = 1.02$;
- f. L'azione eccezionale rappresentativa del caso relativo all'urto di un veicolo in svio (Casi C21 e C22), definita al §7.3 del presente documento, è considerata secondo la combinazione di cui alla formula 2.5.6 riportata al §2.5.3 del D.M. 17 gennaio 2018.

8.2.2 Stati Limite di Esercizio

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni da impiegare nelle verifiche agli Stati Limite di Esercizio, si fa riferimento alla combinazione RARA delle azioni, in quanto maggiormente cautelativa delle combinazioni Frequente e Quasi-Permanente.

Caso di carico	Tipo	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7	c8	c9	c10
C23	RARA	1.00	1.00	1.00	-	1.00	±0.60	±0.60	-	-	-
C24	RARA	1.00	1.00	1.00	-	1.00	±0.60	-	0.60	-	-
C25	RARA	1.00	1.00	-	1.00	1.00	±0.60	±0.60	-	-	-
C26	RARA	1.00	1.00	-	1.00	1.00	±0.60	-	0.60	-	-
C27	RARA	1.00	1.00	0.75	-	0.75	±1.00	±0.60	-	-	-
C28	RARA	1.00	1.00	0.75	-	0.75	±1.00	-	0.60	-	-
C29	RARA	1.00	1.00	-	0.75	0.75	±1.00	±0.60	-	-	-
C30	RARA	1.00	1.00	-	0.75	0.75	±1.00	-	0.60	-	-
C31	RARA	1.00	1.00	-	-	-	±1.00	±0.60	-	-	-
C32	RARA	1.00	1.00	-	-	-	±1.00	-	0.60	-	-
C33	RARA	1.00	1.00	0.75	-	0.75	±0.60	±0.60	-	-	1.00
C34	RARA	1.00	1.00	0.75	-	0.75	±0.60	-	0.60	-	1.00
C35	RARA	1.00	1.00	-	0.75	0.75	±0.60	±0.60	-	-	1.00
C36	RARA	1.00	1.00	-	0.75	0.75	±0.60	-	0.60	-	1.00
C37	RARA	1.00	1.00	0.75	-	0.75	±0.60	±1.00	-	-	-
C38	RARA	1.00	1.00	-	0.75	0.75	±0.60	±1.00	-	-	-
C39	RARA	1.00	1.00	0.75	-	0.75	±0.60	-	1.00	-	-
C40	RARA	1.00	1.00	-	0.75	0.75	±0.60	-	1.00	-	-
C41	FREQ	1.00	1.00	0.75	-	-	-	±0.50	-	-	-
C42	FREQ	1.00	1.00	0.75	-	-	-	-	0.50	-	-
C43	FREQ	1.00	1.00	-	0.75	-	-	±0.50	-	-	-
C44	FREQ	1.00	1.00	-	0.75	-	-	-	0.50	-	-
C45	FREQ	1.00	1.00	-	-	0.75	-	±0.50	-	-	-
C46	FREQ	1.00	1.00	-	-	0.75	-	-	0.50	-	-
C47	FREQ	1.00	1.00	-	-	-	-	±0.60	-	-	-
C48	FREQ	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.60	-	-
C49	QP	1.00	1.00	-	-	-	-	±0.50	-	-	-
C50	QP	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.50	-	-

8.2.3 Stati limite sismici

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati secondo l'analisi statica equivalente, adottando un'accelerazione spettrale corrispondente al plateau dello spettro di risposta preso a riferimento.

Sono definite le ulteriori condizioni:

Si riportano le condizioni di carico elementari definite:5

- c11 = Sisma X;
- c12 = Sisma y;
- c13 = Torcente addizionale X;
- c14 = Torcente addizionale Y;

E i casi di carico relativi all'azione sismica pura:

Caso di carico	Tipo	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7	c8	c9	c10	c11	c12	c13	c14
C51	Altro	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-
C52	Altro	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	1.00

Seguono le combinazioni di carico associate alla fase sismica:

Caso di carico	Tipo	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7	c8	c9	c10	C51	C52
C53	SLV	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	-	-	-	±1.00	±0.30
C54	SLV	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	-	-	-	±0.30	±1.00
C55	SLO	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	-	-	-	±0.56	±0.168
C56	SLO	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	-	-	-	±0.168	±0.56

8.3 ANALISI STATICA

Seguono i risultati dell'analisi statica equivalente, impiegata per la determinazione delle azioni sull'impalcato e sui pali di fondazione.

DATI PROGETTO

Edificio sito in località VIGONE (long. 7.496300 lat. 44.842400)
 Categoria del suolo di fondazione = B
 Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.200$
 Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1.000$
 $S = 1.200$

Vita nominale dell'opera VN = 100 anni
 Coefficiente d'uso CU = 2.0
 Periodo di riferimento VR = 200.0
 PVR : probabilita' di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 1898
 Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 1.644 [g/10]
 Fo 2.527
 TC* 0.277

Fattore di comportamento $q = 1.500$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.560

Coeff. lambda = 1.0000
 Sd = 0.332

Numero condizioni generanti carichi sismici : 4
 Cond. 001 : g1k_peso_proprio con coeff. 1.000
 Cond. 002 : g2k_permanente con coeff. 1.000
 Cond. 003 : qk_schemal_L/2 con coeff. 0.200
 Cond. 005 : qk_folla con coeff. 0.200

Massa sismica totale 3137.26 kN

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 011 : Sisma X
 Cond. 012 : Sisma Y
 Cond. 013 : Torcente add. X
 Cond. 014 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

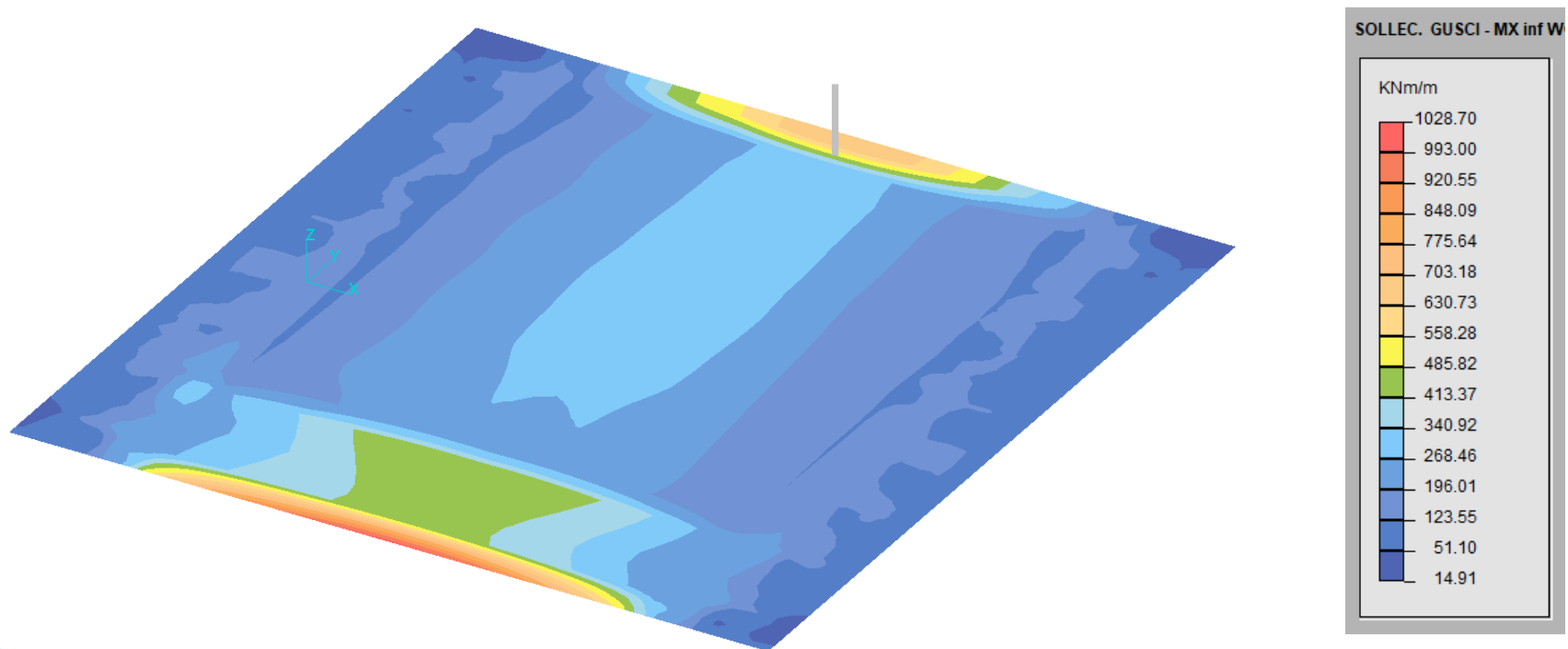
Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	kN		kN	kNm	kNm	cm	cm
0.0	3137.26	0.3320	1041.57	588.5	552.0	530.0	572.5

	3137.26		1041.57				

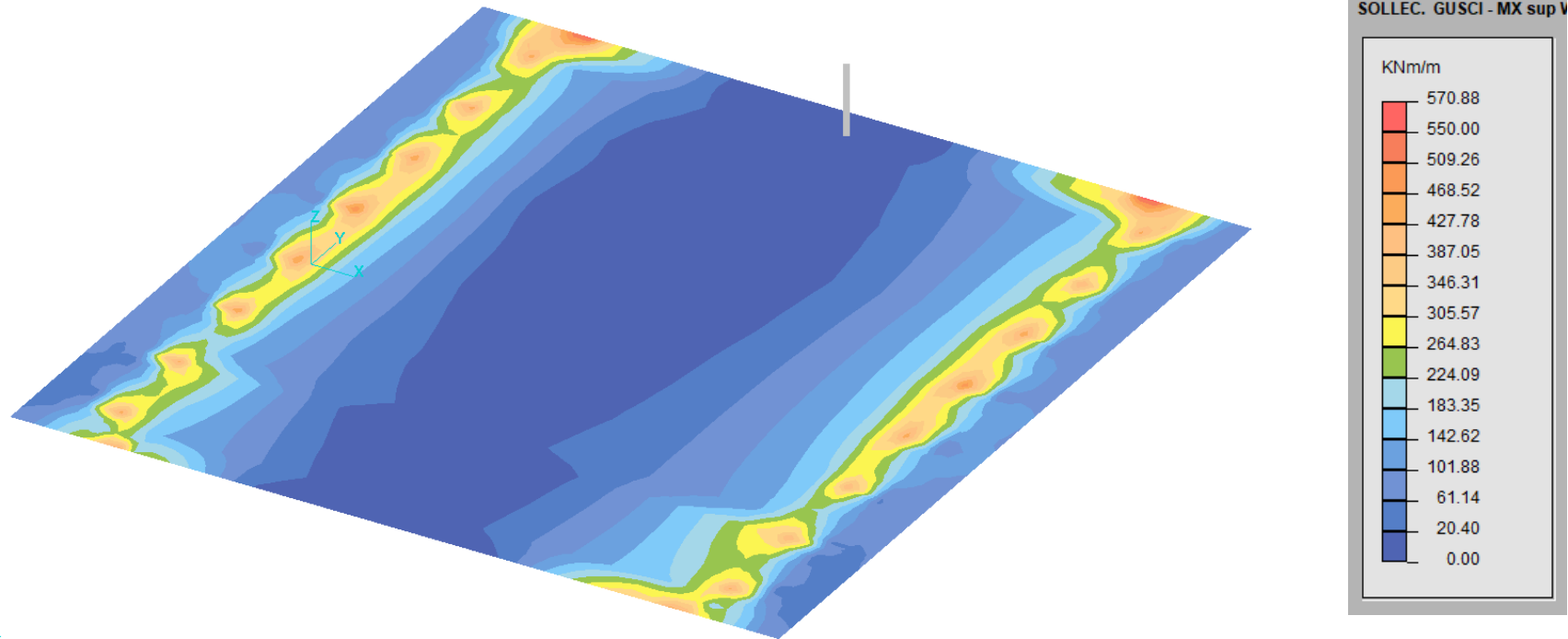
8.4 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi relativi agli involuipi dei casi di carico a SLU e SLV (casi da 1 a 22, 53, 54), elaborati secondo la teoria di Woods:

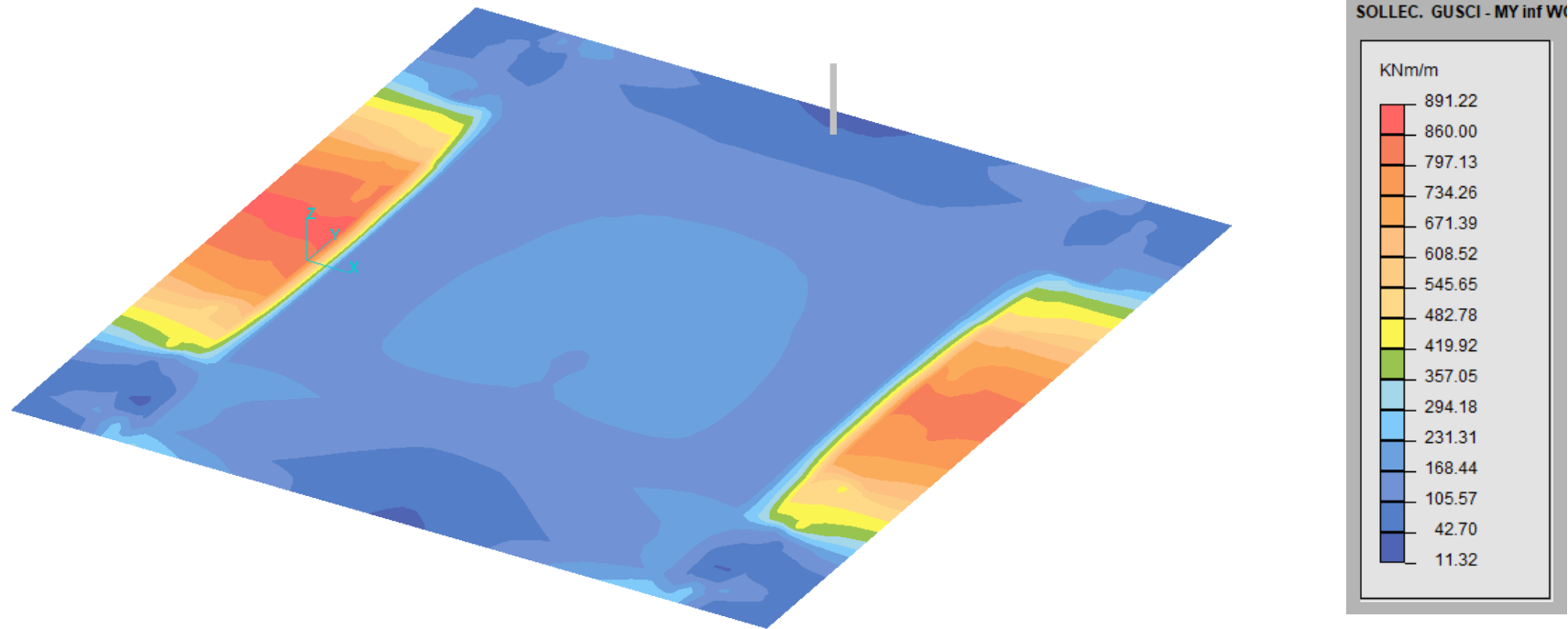
|Mx,inf|



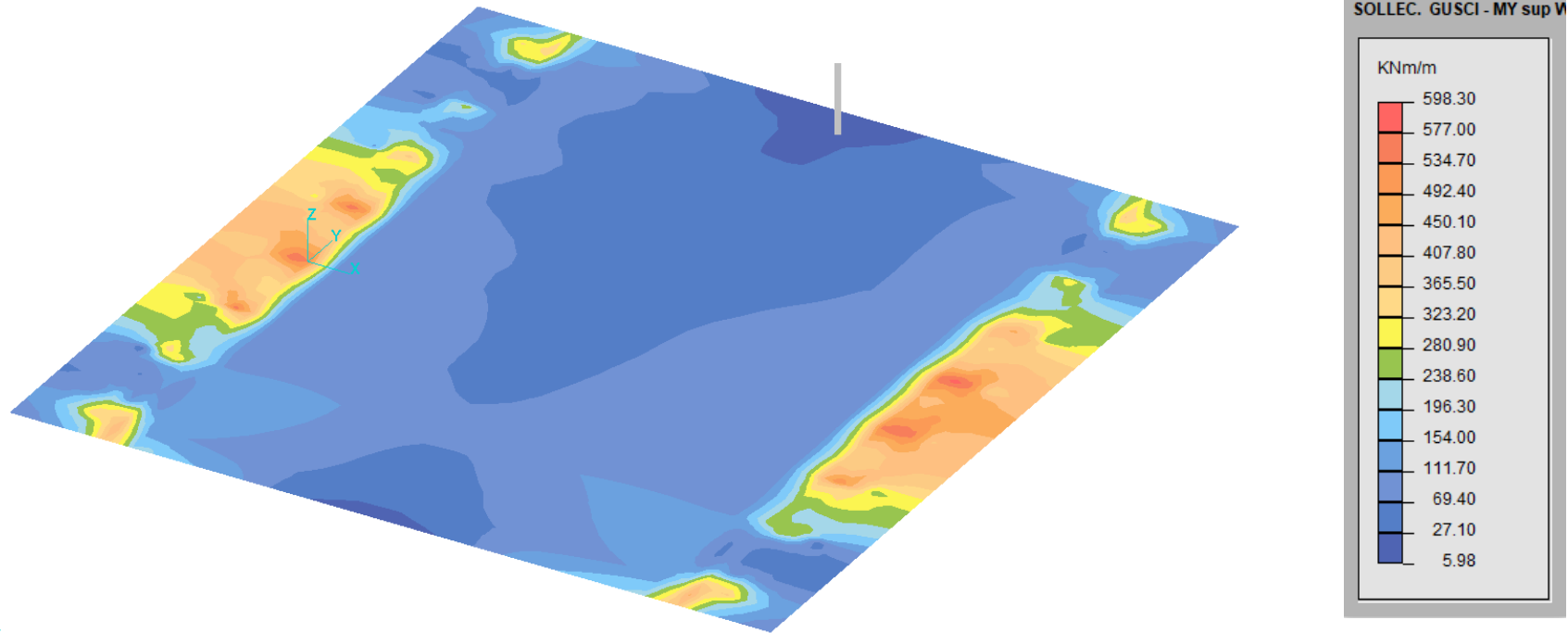
|M_{x,sup}|



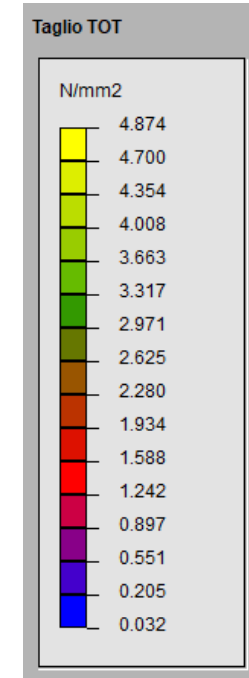
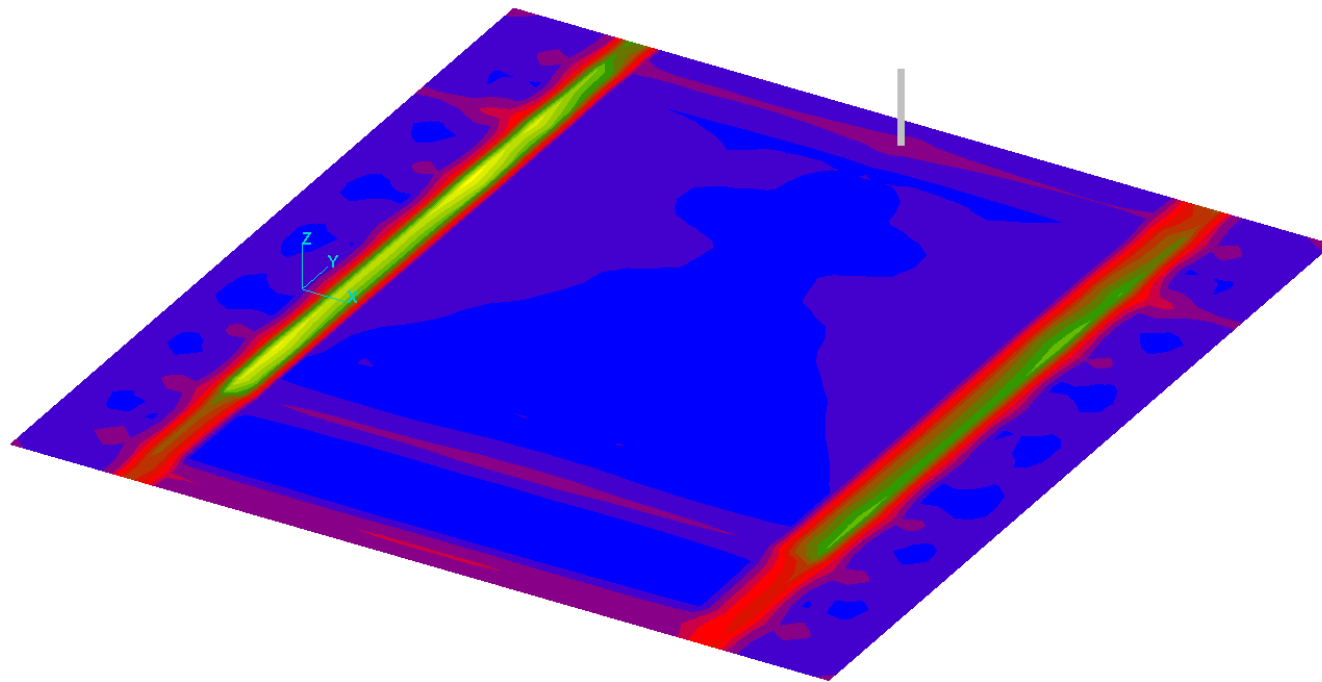
|My,inf|



|My,sup|



Taglio TOT



8.5 VERIFICHE

8.5.1 Stati limite ultimi

Si riportano le verifiche agli stati limite ultimi nei confronti della resistenza delle sezioni in calcestruzzo armato. Le verifiche sono condotte con riferimento alle combinazioni SLU e SLV (casi da 1 a 22, 53 e 54).

Nel dettaglio, le verifiche agli stati limite ultimi nei confronti delle azioni statiche sono condotte con riferimento alla combinazione fondamentale (casi da 1 a 22); per la verifica nei confronti delle azioni sismiche si fa riferimento alla combinazione frequente (casi da 41 a 48).

8.5.1.1 Gusci $s=50\text{cm}$

8.5.1.1.1 Verifica sezione parallela all'asse stradale

8.5.1.1.1.1 Sezione in mezzeria

Si considera un momento sollecitante in campata pari a 600kNm/m . La sezione è armata con $1+1\phi 24/20$ e risulta infittita all'intradosso con $1\phi 24/20$.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	45.	24.	4.5239	
1- 2	-50.	50.	2	22.5	45.	24.	4.5239	
1- 3	50.	50.	3	0.	45.	24.	4.5239	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	45.	24.	4.5239	
			5	-45.	45.	24.	4.5239	
			6	45.	5.	24.	4.5239	
			7	33.8	5.	24.	4.5239	
			8	22.5	5.	24.	4.5239	
			9	11.2	5.	24.	4.5239	
			10	0.	5.	24.	4.5239	
			11	-11.2	5.	24.	4.5239	
			12	-22.5	5.	24.	4.5239	
			13	-33.8	5.	24.	4.5239	
			14	-45.	5.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	0.	689.0729	0.		Mz+:689.0729/600.=1.1485

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00046697822	0.	.01985052934

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	D cls	S cls	ferro	D ferri	S ferri
1	1- 2	-3.4984	-18.81	6.	17.5156	409.88

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.

Tipo sezione : RETTANGOLARE

Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Nd = 0.

Mdz= 689.0729

Mdy= 0.

Mzult/Mdz=689.0729 / 600. =1,14845

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 40.
 fck= 33.2
 fcd= 18.81 (.35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 450.
 ftk= 540.
 ftd= 469.57 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

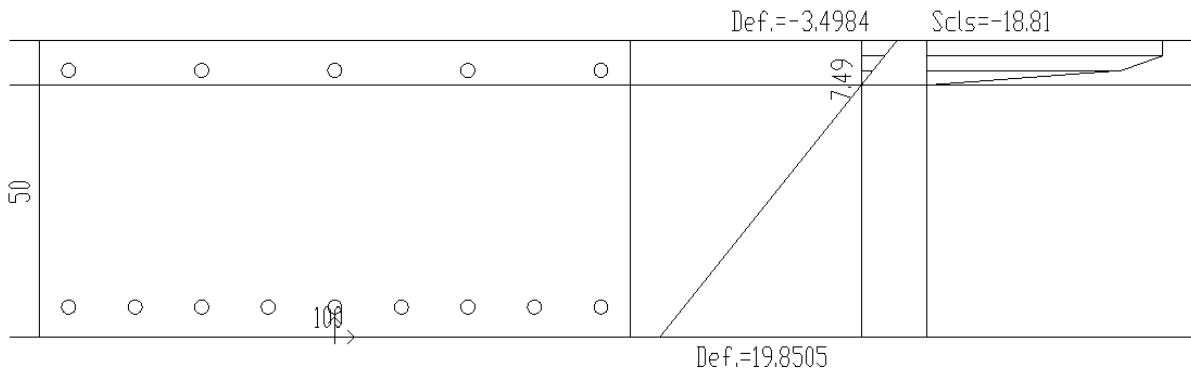
eps= muz * y +muy * z + lam
 muz=-4.66978222296338E-04
 muy= 2.89589270910621E-21
 lam= 1.98505293439649E-02

UNITA' DI MISURA:

kN; cm; kNm; N/mm2.
 Ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon);



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scls	Ivel
1	21	-50.	50.	-3.498381	-18.811 sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl	Z	Y	Ø(mm)	IAF(cm2)	ID ferri	IS ferri	Ivel
1	61	45.	5.	241	4.52117.515641	409.881	sil

% ARMAT: tesa= .81; comp.= .45; tot.= 1.27

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.1.1.2 Sezione agli appoggi

Si considera un momento sollecitante all'appoggio pari a -500kNm/m. La sezione è armata con 1+1 ϕ 24/20 e risulta infittita all'estradosso con 1 ϕ 24/20.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	5.	24.	4.5239	
1- 2	-50.	50.	2	22.5	5.	24.	4.5239	
1- 3	50.	50.	3	0.	5.	24.	4.5239	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	5.	24.	4.5239	
			5	-45.	5.	24.	4.5239	
			6	45.	45.	24.	4.5239	
			7	33.8	45.	24.	4.5239	
			8	22.5	45.	24.	4.5239	
			9	11.2	45.	24.	4.5239	
			10	0.	45.	24.	4.5239	
			11	-11.2	45.	24.	4.5239	
			12	-22.5	45.	24.	4.5239	
			13	-33.8	45.	24.	4.5239	
			14	-45.	45.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	0.	-689.0729	0.		Mz-:-689.0729/500.=-1.378

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00046697822	0.	-.00349838177

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.4984	-18.81	si	6.	17.5156	409.88	si

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.

Tipo sezione : RETTANGOLARE

Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Nd = 0.

Mdz= -689,0729

Mdy= 0.

Mzult/Mdz=-689,0729 / 500. =-1,37815

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 40,
 fck= 33,2
 fcd= 18,81 (35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 450,
 ftk= 540,
 ftd= 469,57 (6,75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

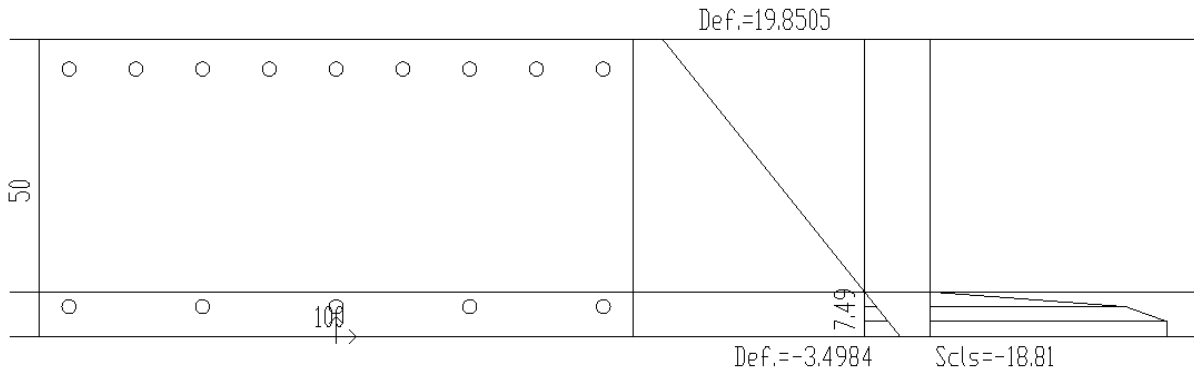
eps= muz * y +muy * z + lam
 muz= 4.669782217694E-04
 muy= 4.53573393824322E-21
 lam=-3.49838176783801E-03

UNITA' DI MISURA:

kN; cm; kNm; N/mm2,
 Ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=signa (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon)



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scls	Ivel
1	11	-50.	0.	-3,498381	-18,81 sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl	Z	Y	lØ(mm)	IAf(cm2)	ID	ferri IS	ferri IVel
1	61	45.	45.	241	4,52	17,515641	409,881 sil

% ARMAT: tesa= .81; comp.= .45; tot.= 1,27

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.1.2 Verifica sezione ortogonale all'asse stradale

Si considera un momento sollecitante 350kNm/m sia in campata che all'appoggio. Le sezioni sono armate con 1+1φ24/20. Segue la verifica:

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	45.	24.	4.5239	
1- 2	-50.	50.	2	22.5	45.	24.	4.5239	
1- 3	50.	50.	3	0.	45.	24.	4.5239	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	45.	24.	4.5239	
			5	-45.	45.	24.	4.5239	
			6	45.	5.	24.	4.5239	
			7	22.5	5.	24.	4.5239	
			8	0.	5.	24.	4.5239	
			9	-22.5	5.	24.	4.5239	
			10	-45.	5.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/ agente =fs (>=1 OK)
1	0.	-402.2474	0.		Mz-:-402.2474/-350.=1.1493
2	0.	402.2474	0.		Mz+:402.2474/350.=1.1493

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	vert.	muz	muy	lambda
1.	1- 1	.00064581967	0.	-.0034996388
2.	1- 2	-.00064581969	0.	.0287913454

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.4996	-18.81	si	1.	25.5622	419.49	si
2	1- 2	-3.4996	-18.81	si	6.	25.5622	419.49	si

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.

Tipo sezione : RETTANGOLARE

Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Nd = 0.

Mdz= 402.2474

Mdy= 0.

Mzult/Mdz=402.2474 / 350. =1.14928

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 40.
 fck= 33.2
 fcd= 18.81 (35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 450.
 ftk= 540.
 ftd= 469.57 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

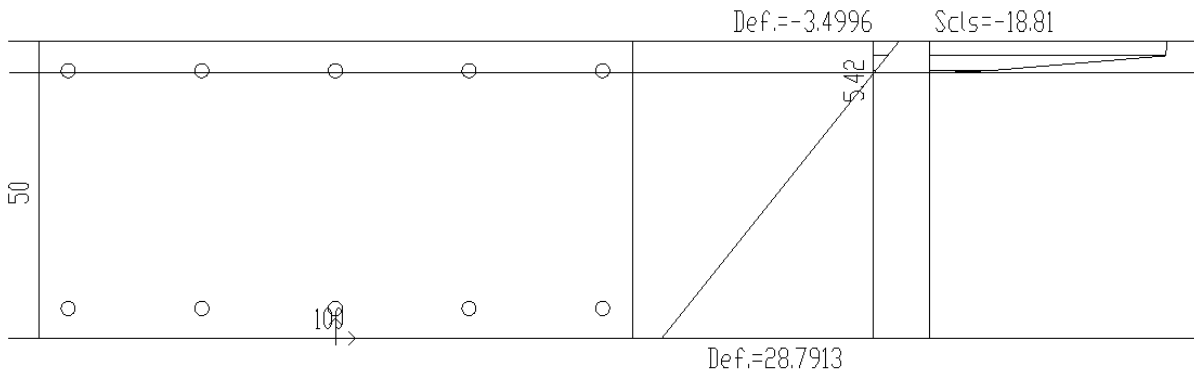
eps= muz * y +muy * z + lam
 muz=-6.45819685689707E-04
 muy=-2.49708908035511E-22
 lam= 2.87913454023996E-02

UNITA' DI MISURA:

kN; cm; kNm; N/mm2.
 Ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon);



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scfs	Ivel
1	21	-50.	50.	-3.499641	-18.811 sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

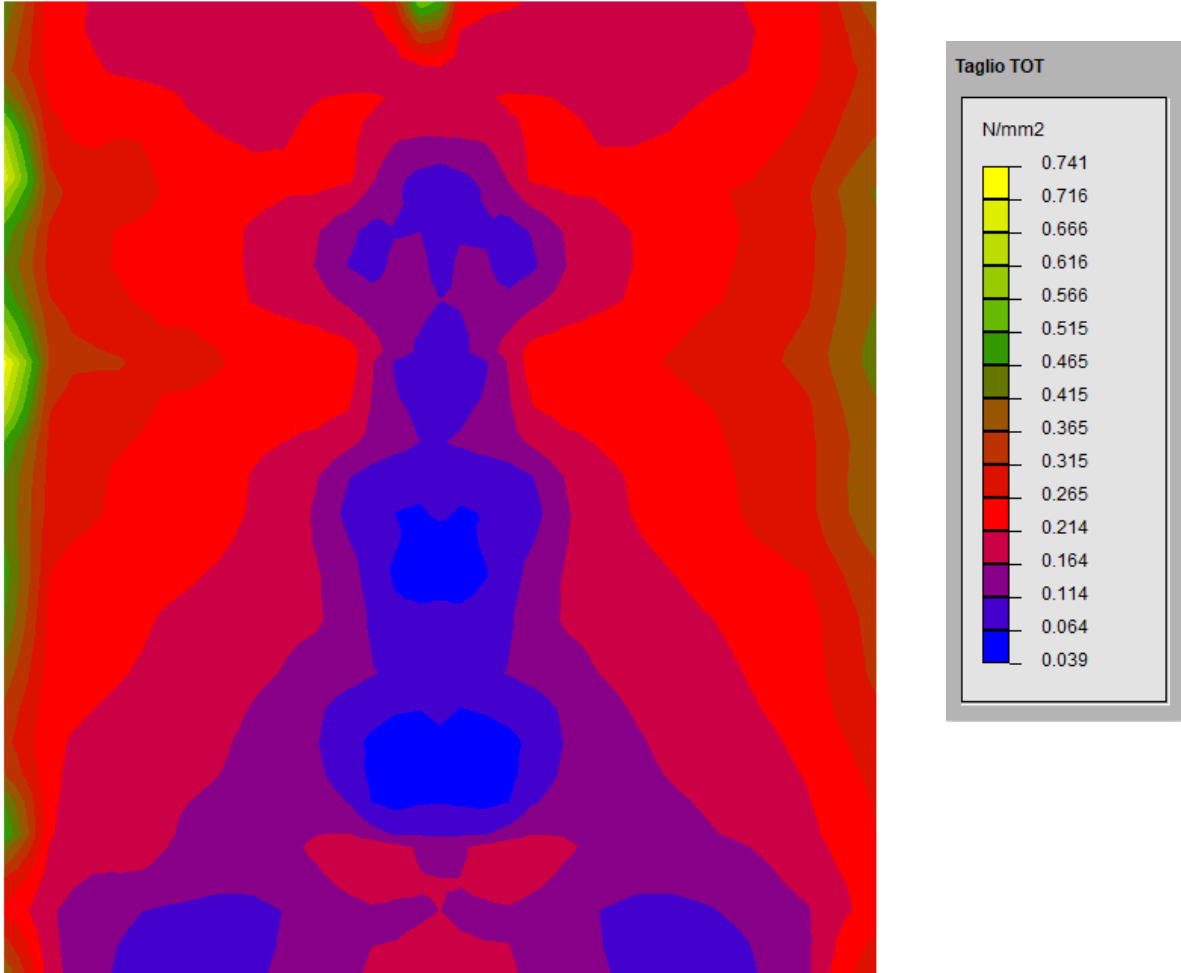
IFerl	Z	Y	l0(mm)	Af(cm2)	ID ferri IS	ferri Ivel
1	61	45.	5.	241	4.52125.562251	419.491 sil

% ARMAT: tesa= .45; comp.= .45; tot.= .9

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.1.3 Taglio

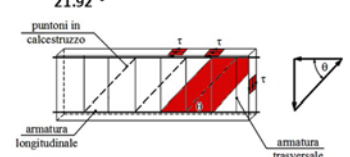
La sezione di verifica è localizzata in corrispondenza dell'interfaccia la trave posta in testa ai pali.



Si riporta la verifica della sezione posta a filo trave di testa ai pali, la quale risulta soggetta ad un taglio pari a:

$$V_{Ed} = 0.741 \cdot 500 \cdot 1000 = 370500 \text{ N} \rightarrow 370.50 \text{ kN}$$

L'impalcato viene armato a taglio con 1φ16/40/30 per il primo metro dagli appoggi. La parte restante viene armata con 1φ16/40/50.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile) Versione V.08 - Marzo 2023		SEZIONE DI VERIFICA Ponte Vigone Impalcato, sede stradale Sezione a filo travi di testa ai pali																																																																				
INPUT		VALORI DERIVATI																																																																				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE <table border="0"> <tr> <td>h</td><td>0 mm</td><td>altezze ali (=0 se sezione rettangolare)</td></tr> <tr> <td>B</td><td>0 mm</td><td>larghezza massima sezione (aT)(=0 se sezione rettangolare)</td></tr> <tr> <td>bw</td><td>1000 mm</td><td>larghezza minima della sezione</td></tr> <tr> <td>H</td><td>500 mm</td><td>altezza sezione</td></tr> <tr> <td>c</td><td>52 mm</td><td>copriferro (lembo esterno-asse armatura)</td></tr> <tr> <td>As1</td><td>0 mm²</td><td>area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)</td></tr> <tr> <td>Φ</td><td>16 mm</td><td>diametro</td></tr> <tr> <td>n°</td><td>2.50</td><td>numero bracci lungo H</td></tr> <tr> <td>Asw</td><td>503 mm²</td><td>area della sezione trasversale delle staffe 90°</td></tr> <tr> <td>s</td><td>300 mm</td><td>passo delle staffe 90°</td></tr> <tr> <td>Asw'</td><td>0 mm²</td><td>area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)</td></tr> <tr> <td>s'</td><td>1 mm</td><td>passo misurato sull'asse longitudinale</td></tr> <tr> <td>a</td><td>90°</td><td>inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave</td></tr> <tr> <td>ctg θ</td><td>2.48</td><td>1 ≤ ctg θ ≤ 2.5</td><td>inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento</td></tr> </table>		h	0 mm	altezze ali (=0 se sezione rettangolare)	B	0 mm	larghezza massima sezione (aT)(=0 se sezione rettangolare)	bw	1000 mm	larghezza minima della sezione	H	500 mm	altezza sezione	c	52 mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)	As1	0 mm ²	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)	Φ	16 mm	diametro	n°	2.50	numero bracci lungo H	Asw	503 mm ²	area della sezione trasversale delle staffe 90°	s	300 mm	passo delle staffe 90°	Asw'	0 mm ²	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)	s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale	a	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave	ctg θ	2.48	1 ≤ ctg θ ≤ 2.5	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento	<table border="0"> <tr> <td>d</td><td>448 mm</td><td>altezza utile</td></tr> <tr> <td>Ac</td><td>500000 mm²</td><td>area cls</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">STAFFE Φ16/30 - 2.5 bracci</p> <p>NB: il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"</p> <p>Calcolo angolo di inclinazione traliccio</p> <p>θ = 21.92°</p>  <table border="0"> <tr> <td>αc</td><td>1.000</td><td>coeff. maggiorativo</td></tr> <tr> <td>fcd</td><td>18.81 N/mm²</td><td>f'cd = 9.41 N/mm² ridotta</td></tr> <tr> <td>k</td><td>1.6682</td><td>≤ 2.0</td></tr> <tr> <td>r1</td><td>0.0000</td><td>≤ 0.02</td></tr> <tr> <td>s_{cp}</td><td>0.00 N/mm²</td><td>≤ 0.2 fcd = 3.76</td></tr> <tr> <td>η_{min}</td><td>0.4345</td><td>fattore di efficienza</td></tr> </table>		d	448 mm	altezza utile	Ac	500000 mm ²	area cls	αc	1.000	coeff. maggiorativo	fcd	18.81 N/mm ²	f'cd = 9.41 N/mm ² ridotta	k	1.6682	≤ 2.0	r1	0.0000	≤ 0.02	s _{cp}	0.00 N/mm ²	≤ 0.2 fcd = 3.76	η _{min}	0.4345	fattore di efficienza
h	0 mm	altezze ali (=0 se sezione rettangolare)																																																																				
B	0 mm	larghezza massima sezione (aT)(=0 se sezione rettangolare)																																																																				
bw	1000 mm	larghezza minima della sezione																																																																				
H	500 mm	altezza sezione																																																																				
c	52 mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)																																																																				
As1	0 mm ²	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)																																																																				
Φ	16 mm	diametro																																																																				
n°	2.50	numero bracci lungo H																																																																				
Asw	503 mm ²	area della sezione trasversale delle staffe 90°																																																																				
s	300 mm	passo delle staffe 90°																																																																				
Asw'	0 mm ²	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)																																																																				
s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale																																																																				
a	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave																																																																				
ctg θ	2.48	1 ≤ ctg θ ≤ 2.5	inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento																																																																			
d	448 mm	altezza utile																																																																				
Ac	500000 mm ²	area cls																																																																				
αc	1.000	coeff. maggiorativo																																																																				
fcd	18.81 N/mm ²	f'cd = 9.41 N/mm ² ridotta																																																																				
k	1.6682	≤ 2.0																																																																				
r1	0.0000	≤ 0.02																																																																				
s _{cp}	0.00 N/mm ²	≤ 0.2 fcd = 3.76																																																																				
η _{min}	0.4345	fattore di efficienza																																																																				
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE <table border="0"> <tr> <td>N_{Ed}</td><td>0 N</td><td>forza longitudinale nella sezione (compressione +)</td></tr> <tr> <td>V_{Ed}</td><td>370500 N</td><td>valore di calcolo dello sforzo di taglio agente</td></tr> </table>		N _{Ed}	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)	V _{Ed}	370500 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente																																																															
N _{Ed}	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)																																																																				
V _{Ed}	370500 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente																																																																				
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI <table border="0"> <tr> <td>f_{ck}</td><td>33.20 N/mm²</td><td>resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls</td></tr> <tr> <td>γ_c</td><td>1.5</td><td>coeff. di sicurezza sul cls</td></tr> <tr> <td>α_{cc}</td><td>0.85</td><td>coeff. lunga durata</td></tr> <tr> <td></td><td>NTC_2018</td><td>normativa di riferimento</td></tr> <tr> <td></td><td>B450C</td><td>tipologia acciaio</td></tr> <tr> <td>f_{yk}</td><td>450 N/mm²</td><td>snervamento caratteristico delle armature a taglio</td></tr> <tr> <td>γ_s</td><td>1.15</td><td>coeff. di sicurezza acciaio</td></tr> <tr> <td>FC</td><td>1</td><td>fattore di confidenza</td></tr> <tr> <td>f_{yd}</td><td>391 N/mm²</td><td>snervamento di calcolo delle armature a taglio</td></tr> </table>		f _{ck}	33.20 N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	γ _c	1.5	coeff. di sicurezza sul cls	α _{cc}	0.85	coeff. lunga durata		NTC_2018	normativa di riferimento		B450C	tipologia acciaio	f _{yk}	450 N/mm ²	snervamento caratteristico delle armature a taglio	γ _s	1.15	coeff. di sicurezza acciaio	FC	1	fattore di confidenza	f _{yd}	391 N/mm ²	snervamento di calcolo delle armature a taglio																																										
f _{ck}	33.20 N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls																																																																				
γ _c	1.5	coeff. di sicurezza sul cls																																																																				
α _{cc}	0.85	coeff. lunga durata																																																																				
	NTC_2018	normativa di riferimento																																																																				
	B450C	tipologia acciaio																																																																				
f _{yk}	450 N/mm ²	snervamento caratteristico delle armature a taglio																																																																				
γ _s	1.15	coeff. di sicurezza acciaio																																																																				
FC	1	fattore di confidenza																																																																				
f _{yd}	391 N/mm ²	snervamento di calcolo delle armature a taglio																																																																				
OUTPUT																																																																						
<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio - Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio - Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima - Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio 		<table border="0"> <tr> <td>V_{Rd1} =</td><td>194657 N</td></tr> <tr> <td>V_{Rsd} =</td><td>656835 N (*)</td></tr> <tr> <td>V_{Rcd} =</td><td>1313670 N</td></tr> <tr> <td>a_l =</td><td>500.9137 mm</td></tr> </table>		V _{Rd1} =	194657 N	V _{Rsd} =	656835 N (*)	V _{Rcd} =	1313670 N	a _l =	500.9137 mm																																																											
V _{Rd1} =	194657 N																																																																					
V _{Rsd} =	656835 N (*)																																																																					
V _{Rcd} =	1313670 N																																																																					
a _l =	500.9137 mm																																																																					
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali																																																																						
VERIFICHE																																																																						
<table border="0"> <tr> <td>Per Elementi Privi di Armatura a taglio</td> <td>V_{Rd} =</td> <td>V_{Rd1} =</td> <td>194657 N</td> <td>F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =</td> <td></td> </tr> <tr> <td>x Per Elementi Con Armatura a Taglio</td> <td>V_{Rd} = min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) =</td> <td></td> <td>656835 N</td> <td>F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =</td> <td>1.77 OK</td> </tr> </table>		Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V _{Rd} =	V _{Rd1} =	194657 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =		x Per Elementi Con Armatura a Taglio	V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd}) =		656835 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =	1.77 OK																																																									
Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V _{Rd} =	V _{Rd1} =	194657 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =																																																																		
x Per Elementi Con Armatura a Taglio	V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd}) =		656835 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =	1.77 OK																																																																	
In ogni caso deve sempre risultare:		V _{Rcd} = 1313670 N	>	V _{Ed} = 370500 N	F _s = V _{Rcd} /V _{Ed} = 3.55 OK																																																																	

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.2 Gusci $s=70\text{cm}$

8.5.1.2.1 Verifica sezione parallela all'asse stradale

8.5.1.2.1.1 Sezione in mezzeria

Si considera un momento sollecitante in campata pari a 732kNm/m . La sezione è armata con $1+1\phi 24/20$ e risulta infittita all'intradosso con $1\phi 20/20$.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

vert.		Z	Y	ferro		Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	65.	24.	4.5239		
1- 2	-50.	70.	2	22.5	65.	24.	4.5239		
1- 3	50.	70.	3	0.	65.	24.	4.5239		
1- 4	50.	0.	4	-22.5	65.	24.	4.5239		
			5	-45.	65.	24.	4.5239		
			6	45.	5.	24.	4.5239		
			7	33.8	5.	20.	3.1416		
			8	22.5	5.	24.	4.5239		
			9	11.2	5.	20.	3.1416		
			10	0.	5.	24.	4.5239		
			11	-11.2	5.	20.	3.1416		
			12	-22.5	5.	24.	4.5239		
			13	-33.8	5.	20.	3.1416		
			14	-45.	5.	24.	4.5239		

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/ agente =fs (>=1 OK)
1	0.	917.7228	0.		Mz+:917.7228/733.=1.252

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00050633339	0.	.03194354102

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-3.4998	-18.81	6.	29.4119	424.09	si

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.
 Tipo sezione : RETTANGOLARE
 Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)
 Nd = 0.
 Mdz= 917.7228
 Mdy= 0.
 Mzult/Mdz=917.7228 / 733. =1.25201

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 40.
 fck= 33.2
 fcd= 18.81 (35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 450.
 ftk= 540.
 ftd= 469.57 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

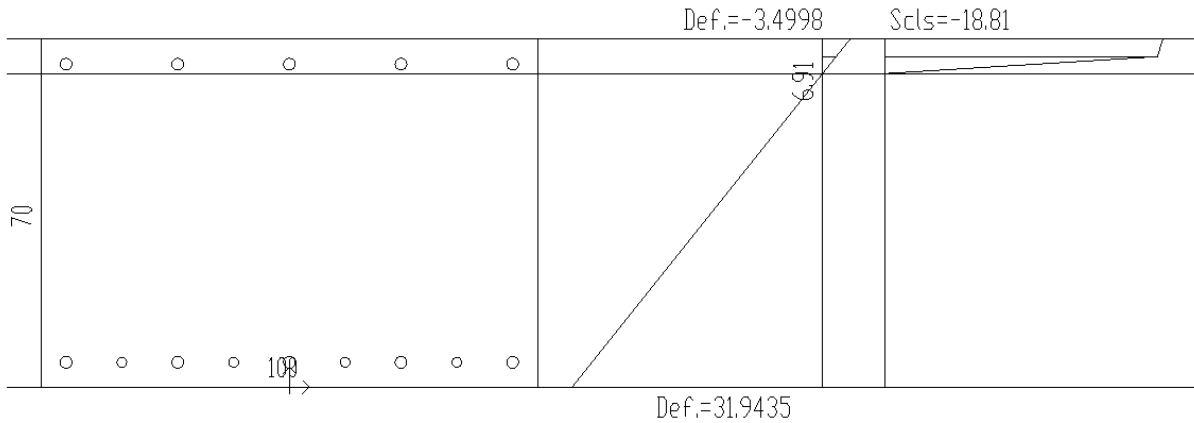
eps= muz * y +muy * z + lom
 muz=-5.06333391821408E-04
 muy= 1.16154597641459E-21
 lom= 3.19435410182436E-02

UNITA' DI MISURA:

kN; cm; kNm; N/mm2.
 Ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon)



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Ivert	Z	Y	Dcls	Scls	IVel
1	21	-50.	70.	-3.4998	-18.81

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferri	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	IVel
1	61	45.	5.	241	4.52	29.411871	424.091

% ARMAT: tesa= .5; comp.= .32; tot.= .83

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.2.1.2 Sezione agli appoggi

Si considera un momento sollecitante all'appoggio pari a -500kNm/m. La sezione è armata con 1+1 ϕ 24/20 e risulta infittita all'estradosso con 1 ϕ 20/20.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	5.	24.	4.5239	
1- 2	-50.	70.	2	22.5	5.	24.	4.5239	
1- 3	50.	70.	3	0.	5.	24.	4.5239	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	5.	24.	4.5239	
			5	-45.	5.	24.	4.5239	
			6	45.	65.	24.	4.5239	
			7	33.8	65.	20.	3.1416	
			8	22.5	65.	24.	4.5239	
			9	11.2	65.	20.	3.1416	
			10	0.	65.	24.	4.5239	
			11	-11.2	65.	20.	3.1416	
			12	-22.5	65.	24.	4.5239	
			13	-33.8	65.	20.	3.1416	
			14	-45.	65.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	0.	-917.7228	0.		Mz-:-917.7228/-500.=1.8354

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00050633339	0.	-.00349979641

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.4998	-18.81	si	6.	29.4119	424.09	si

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.

Tipo sezione : RETTANGOLARE

Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)

Nd = 0.

Mdz= -917.7228

Mdy= 0.

Mzult/Mdz=-917.7228 / -500. =1.83545

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 40.

fck= 33.2

fcd= 18.81 (.35%)

Acciaio lento: Tipo= B450C

fyk= 450.

ftk= 540.

ftd= 469.57 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

eps= mu_z * y + mu_y * z + lammu_z= 5.06333391456106E-04mu_y= 1.23857543857113E-21

lam=-3.49979640722135E-03

UNITA' DI MISURA:

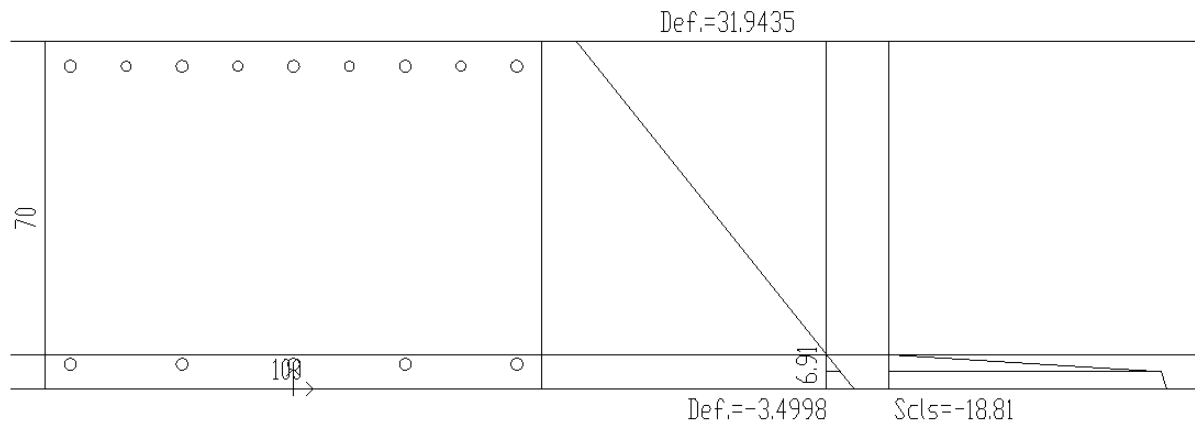
kN; cm; kNm; N/mm².

Ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);

D=deformazioni (epsilon);



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scls	Ivel
I	II	-50.	0.	-3.4998	-18.81

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl	Z	Y	Ø(mm)	AF(cm ²)	D	ferri IS	ferri IVel
I	6I	45.	65.	241	4.52129	411871	424.091

% ARMAT.: tesa= .5; comp.= .32; tot.= .83

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.2.2 Verifica sezione ortogonale all'asse stradale

Si considera un momento sollecitante pari a $\pm 285 \text{ kNm/m}$. Le sezioni sono armate con $1+1\phi 16/20$. Segue la verifica:

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	5.	16.	2.0106	
1- 2	-50.	70.	2	22.5	5.	16.	2.0106	
1- 3	50.	70.	3	0.	5.	16.	2.0106	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	5.	16.	2.0106	
			5	-45.	5.	16.	2.0106	
			6	45.	65.	16.	2.0106	
			7	22.5	65.	16.	2.0106	
			8	0.	65.	16.	2.0106	
			9	-22.5	65.	16.	2.0106	
			10	-45.	65.	16.	2.0106	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/ agente =fs (>=1 OK)
1	0.	-293.004	0.		Mz-:-293.004/-285.=1.0281
2	0.	293.004	0.		Mz+:293.004/285.=1.0281

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	vert.	muz	muy	lambda
1.	1- 1	.00086322459	0.	-.00349969391
2.	1- 2	-.00086322459	0.	.05692602718

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.4997	-18.81	si	6.	52.6099	451.79	si
2	1- 2	-3.4997	-18.81	si	1.	52.6099	451.79	si

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.
 Tipo sezione : RETTANGOLARE
 Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0, ; y= 35, (baricentro CLS)
 Nd = 0,
 Mdz= 293,004
 Mdy= 0,
 Mzult/Mdz=293,004 / 285, =1,02808

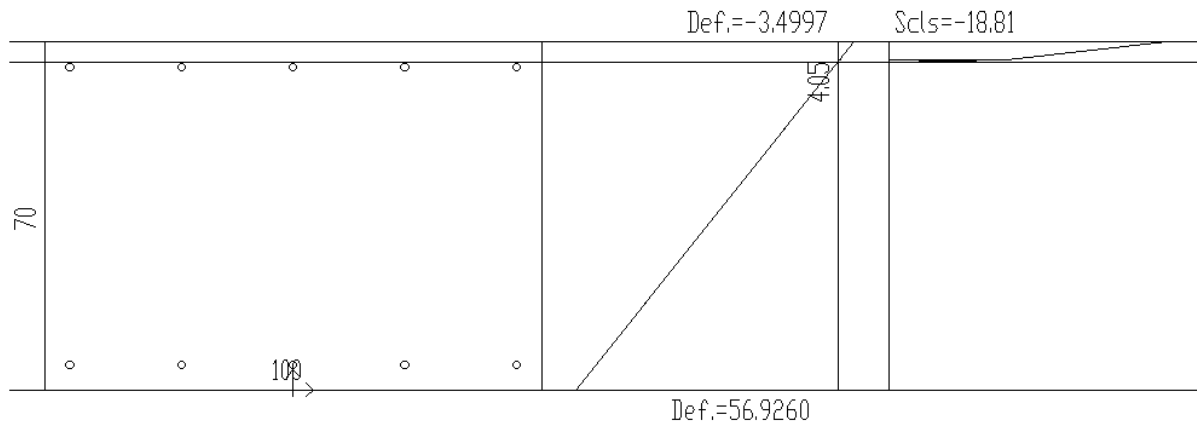
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 40,
 fck= 33,2
 fcd= 18,81 (35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 450,
 ftk= 540,
 ftd= 469,57 (6,75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

eps= muz * y + muy * z + lam
 muz=-8,6322458638335E-04
 muy=-1,53211216531554E-21
 lam= 5,69260271774453E-02

UNITA' DI MISURA:
 kN; cm; kNm; N/mm2,
 ø in mm; deformazioni*1000,
 SIMBOLI:
 S=sigma (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon);



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scls	Ivel
1	21	-50	70	-3,499691	-18,811 sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	ID	ferri IS	ferri IVel
1	11	45	5	161	2,01152,6099	1	451,791 sil

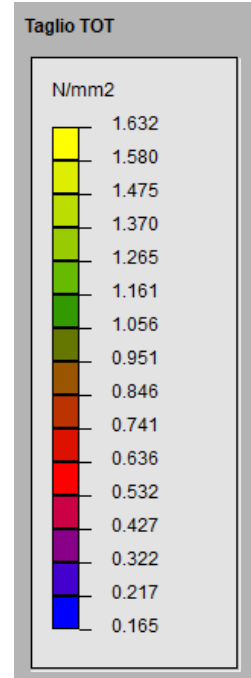
% ARMAT: tesa= ,29; comp.= 0; tot.= ,29

VERIFICA SODDISFATTA

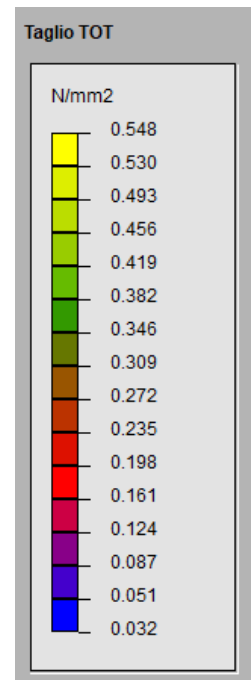
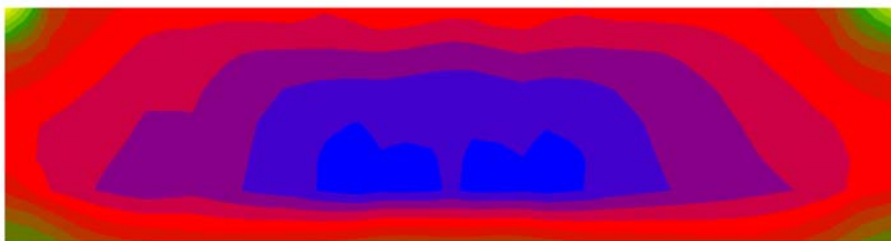
8.5.1.2.3 Taglio

La sezione di verifica è localizzata in corrispondenza dell'interfaccia la trave posta in testa ai pali.

Gusci di larghezza 50cm



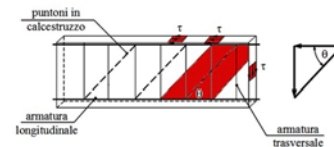
Gusci di larghezza 100cm



Si riporta la verifica dei gusci aventi larghezza 50cm in corrispondenza della sezione posta a filo trave di testa ai pali, la quale risulta soggetta ad un taglio pari a:

$$V_{Ed} = 1.30 \cdot 500 \cdot 700 = 455000 \text{ N} \rightarrow 455.00 \text{ kN}$$

La sezione viene armata con staffe $\phi 16/20$ per il primo metro dagli appoggi e con $\phi 16/40$ per parte restante.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile) Versione V.08 - Marzo 2023		SEZIONE DI VERIFICA Ponte Vigone Impalcato, marciapiedi Sezione a filo travi di testa ai pali												
INPUT		VALORI DERIVATI												
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE h = 0 mm (altezza ali (=0 se sezione rettangolare)) B = 0 mm (larghezza massima sezione (aT)(=0 se sezione rettangolare)) bw = 500 mm (larghezza minima della sezione) H = 700 mm (altezza sezione) c = 52 mm (copriferro (lembo esterno-asse armatura)) A _{s1} = 0 mm ² (area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)) Ø = 16 mm (diametro) n° = 2.0 (numero bracci lungo H) Asw = 402 mm ² (area della sezione trasversale delle staffe 90°) s = 200 mm (passo delle staffe 90°) Asw' = 0 mm ² (area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)) s' = 1 mm (passo misurato sull'asse longitudinale) a = 90° (inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave) ctg θ = 1.41 1 ≤ ctg θ ≤ 2.5 (inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento)		d = 648 mm (altezza utile) Ac = 350000 mm ² (area cls)												
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE N _{Ed} = 0 N (forza longitudinale nella sezione (compressione +)) V _{Ed} = 455000 N (valore di calcolo dello sforzo di taglio agente)		STAFFE Ø16/20 - 2 bracci NB: il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1" Calcolo angolo di inclinazione traliccio θ = 35.34° 												
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI f _{ck} = 33.20 N/mm ² (resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls) γ _c = 1.5 (coeff. di sicurezza sul cls) α _{cc} = 0.85 (coeff. lunga durata) NTC_2018 (normativa di riferimento) B450C (tipologia acciaio) f _{yk} = 450 N/mm ² (snervamento caratteristico delle armature a taglio) γ _s = 1.15 (coeff. di sicurezza acciaio) FC = 1 (fattore di confidenza) f _{yd} = 391 N/mm ² (snervamento di calcolo delle armature a taglio)		α _c = 1.000 (coeff. maggiorativo) f _{cd} = 18.81 N/mm ² (f'cd = 9.41 N/mm ² ridotta) k = 1.5556 ≤ 2.0 r ₁ = 0.0000 ≤ 0.02 s _{cp} = 0.00 N/mm ² ≤ 0.2 f _{cd} = 3.76 η _{min} = 0.3913 (fattore di efficienza)												
OUTPUT - Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio V _{Rd1} = 126768 N - Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio V _{Rsd} = 647118 N (*) - Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima V _{Rcd} = 1294236 N - Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio a _l = 411.2528 mm														
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali														
VERIFICHE														
<table border="1"> <tr> <td>Per Elementi Privi di Armatura a taglio</td> <td>V_{Rd} = V_{Rd1} =</td> <td>126768 N</td> <td>F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =</td> <td></td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>Per Elementi Con Armatura a Taglio</td> <td>V_{Rd} = min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) =</td> <td>647118 N</td> <td>F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =</td> <td>1.42 OK</td> </tr> </table>	Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V _{Rd} = V _{Rd1} =	126768 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =		x	Per Elementi Con Armatura a Taglio	V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd}) =	647118 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =	1.42 OK	In ogni caso deve sempre risultare: V _{Rcd} = 1294236 N > V _{Ed} = 455000 N F _s = V _{Rcd} /V _{Ed} = 2.84 OK		
Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V _{Rd} = V _{Rd1} =	126768 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =											
x	Per Elementi Con Armatura a Taglio	V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd}) =	647118 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =	1.42 OK									

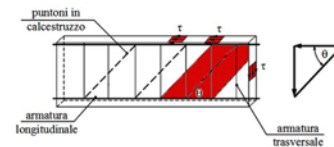
VERIFICA SODDISFATTA



Segue la verifica dei gusci aventi larghezza 100cm in corrispondenza della sezione posta a filo trave di testa ai pali, la quale risulta soggetta ad un taglio pari a:

$$V_{Ed} = 0.40 \cdot 1000 \cdot 700 = 280000 \text{ N} \rightarrow 280.00 \text{ kN}$$

La sezione viene armata con 1φ16/40/30 per il primo metro dagli appoggi e con 1φ16/60/50 per parte restante.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile) Versione V.08 - Marzo 2023		SEZIONE DI VERIFICA Ponte Vigone Impalcato, marciapiedi Sezione a filo travi di testa ai pali												
INPUT		VALORI DERIVATI												
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE h = 0 mm (altezza ali (=0 se sezione rettangolare)) B = 0 mm (larghezza massima sezione (aT)(=0 se sezione rettangolare)) bw = 1000 mm (larghezza minima della sezione) H = 700 mm (altezza sezione) c = 52 mm (copriferro (lembo esterno-asse armatura)) A _{s1} = 0 mm ² (area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)) Ø = 16 mm (diametro) n° = 2.5 (numero bracci lungo H) A _{sw} = 503 mm ² (area della sezione trasversale delle staffe 90°) s = 300 mm (passo delle staffe 90°) A _{sw'} = 0 mm ² (area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)) s' = 1 mm (passo misurato sull'asse longitudinale) a = 90° (inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave) ctg θ = 2.48 (1 ≤ ctg θ ≤ 2.5) (inclinazione θ dei puntoni di cls rispetto all'asse elemento)		d = 648 mm (altezza utile) A _c = 700000 mm ² (area cls) STAFFE Ø16/30 - 2.5 bracci												
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE N _{Ed} = 0 N (forza longitudinale nella sezione (compressione +)) V _{Ed} = 280000 N (valore di calcolo dello sforzo di taglio agente)		NB: Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di A _{sw} o A _{sw'} porre s o s' pari a "1" Calcolo angolo di inclinazione traliccio θ = 21.92° 												
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI f _{ck} = 33.20 N/mm ² (resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls) γ _c = 1.5 (coeff. di sicurezza sul cls) α _{cc} = 0.85 (coeff. lunga durata) NTC_2018 (normativa di riferimento) B450C (tipologia acciaio) f _{yk} = 450 N/mm ² (snervamento caratteristico delle armature a taglio) γ _s = 1.15 (coeff. di sicurezza acciaio) FC = 1 (fattore di confidenza) f _{yd} = 391 N/mm ² (snervamento di calcolo delle armature a taglio)		α _c = 1.000 (coeff. maggiorativo) f _{cd} = 18.81 N/mm ² (f'cd = 9.41 N/mm ² ridotta) k = 1.5556 ≤ 2.0 r ₁ = 0.0000 ≤ 0.02 s _{cp} = 0.00 N/mm ² ≤ 0.2 f _{cd} = 3.76 η _{min} = 0.3913 (fattore di efficienza)												
OUTPUT - Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio V _{Rd1} = 253536 N - Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio V _{Rsd} = 950065 N (*) - Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima V _{Rcd} = 1900129 N - Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio a _l = 724.5358 mm														
(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali														
VERIFICHE														
<table border="1"> <tr> <td>Per Elementi Privi di Armatura a taglio</td> <td>V_{Rd} = V_{Rd1} =</td> <td>253536 N</td> <td>F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =</td> <td></td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>Per Elementi Con Armatura a Taglio</td> <td>V_{Rd} = min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) =</td> <td>950065 N</td> <td>F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =</td> <td>3.39 OK</td> </tr> </table>	Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V _{Rd} = V _{Rd1} =	253536 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =		x	Per Elementi Con Armatura a Taglio	V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd}) =	950065 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =	3.39 OK	In ogni caso deve sempre risultare: V _{Rcd} = 1900129 N > V _{Ed} = 280000 N F _s = V _{Rcd} /V _{Ed} = 6.79 OK		
Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V _{Rd} = V _{Rd1} =	253536 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =											
x	Per Elementi Con Armatura a Taglio	V _{Rd} = min (V _{Rsd} , V _{Rcd}) =	950065 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =	3.39 OK									

VERIFICA SODDISFATTA



8.5.1.3 Gusci $s=100\text{cm}$

8.5.1.3.1 Verifica sezione parallela all'asse stradale

Si considera un momento sollecitante in campata e all'appoggio pari a 310kNm/m . La sezione è armata con $1+1\phi 24/20$.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN ; cm ; kNm ; N/mm^2 ; d in mm ; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm ; aree in cm^2 .

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: $R_{ck} = 40.$; $f_{ck} = 33.2$; $f_{cd} = 18.813$ (.35%)

Acciaio : Tipo= B450C ; $f_{tk} = 540.$; $f_{yk} = 450.$; $f_{td} = 469.565$ (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-15.	0.	1	-10.	95.	24.	4.5239
1- 2	-15.	100.	2	10.	95.	24.	4.5239
1- 3	15.	100.	3	-10.	5.	24.	4.5239
1- 4	15.	0.	4	10.	5.	24.	4.5239

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in $z= 0.$; $y= 50.$ (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; M_z + fib.inferiori tese; M_y + fib.sinistra tese.

N.	N	M_z	M_y	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (≥ 1 OK)
1	0.	-372.3652	0.		$M_z^-: -372.3652/-310.=1.2012$
2	0.	372.3652	0.		$M_z^+: 372.3652/310.=1.2012$

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_{uz} * y + \mu_{uy} * z + \lambda$):

Sol.	μ_{uz}	μ_{uy}	λ
1.	.00056470048	0.	-.00350033051
2.	-.00056470048	0.	.0529697171

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.5003	-18.81	1.	50.1462	448.84	si
2	1- 2	-3.5003	-18.81	3.	50.1462	448.84	si

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.

Tipo sezione : RETTANGOLARE

Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0. ; y= 50. (baricentro CLS)

Nd = 0.

Mdz= -372.3652

Mdy= 0.

Mzult/Mdz=-372.3652 / -310. =1.20118

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 40.
 Fck= 33.2
 Fcd= 18.81 (35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 Fyk= 450.
 Ftk= 540.
 Ftd= 469.57 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

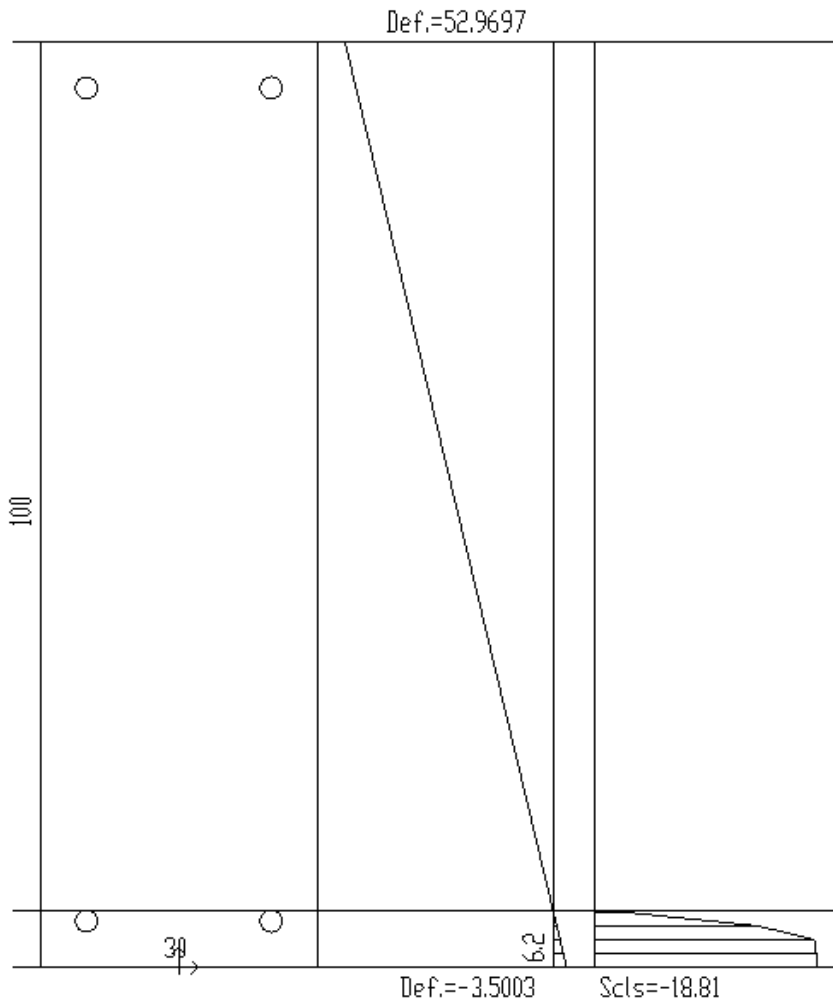
eps= muz * y + muy * z + lon
 muz= 5.64700476519991E-04
 muy= 3.08767656219572E-21
 lon=-3.50033051317061E-03

UNITA' DI MISURA:

kN; cm; kNm; N/mm2.
 # in mm; deFormazioni*1000.

SIMBOLI:

S=sigma (tensioni sui materiali);
 I=defornazioni (epsilon);



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scls	Iverl
1	11	-15.1	0.1	-3.500331	-18.81 sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl	Z	Y	I#(cm)IAF(cm2)ID	ferri	S ferri	Iverl
1	11	-10.1	95.1	241	4.5215014621	448.84 sil

% ARMAT: teso= .3; comp.= .3; tot.= .6

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.3.2 Verifica sezione ortogonale all'asse stradale

Si considera un momento sollecitante 350kNm/m sia in campata che all'appoggio. Le sezioni sono armate con 1+1φ24/20. Segue la verifica:

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	95.	24.	4.5239	
1- 2	-50.	100.	2	22.5	95.	24.	4.5239	
1- 3	50.	100.	3	0.	95.	24.	4.5239	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	95.	24.	4.5239	
			5	-45.	95.	24.	4.5239	
			6	45.	5.	24.	4.5239	
			7	22.5	5.	24.	4.5239	
			8	0.	5.	24.	4.5239	
			9	-22.5	5.	24.	4.5239	
			10	-45.	5.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 50. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/ agente =fs (>=1 OK)
1	0.	-950.1771	0.		Mz-:-950.1771/-310.=3.0651
2	0.	950.1771	0.		Mz+:950.1771/310.=3.0651

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	vert.	muz	muy	lambda
1.	1- 1	.00062368033	0.	-.00350243128
2.	1- 2	-.00062368033	0.	.05886560148

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.5024	-18.81	si	1.	55.7472	455.53	si
2	1- 2	-3.5024	-18.81	si	6.	55.7472	455.53	si

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.
 Tipo sezione : RETTANGOLARE
 Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0. ; y= 50. (baricentro CLS)
 Nd = 0.
 Mdz = -950.1771
 Mdy = 0.
 Mzult/Mdz = -950.1771 / -310. = 3.06509

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

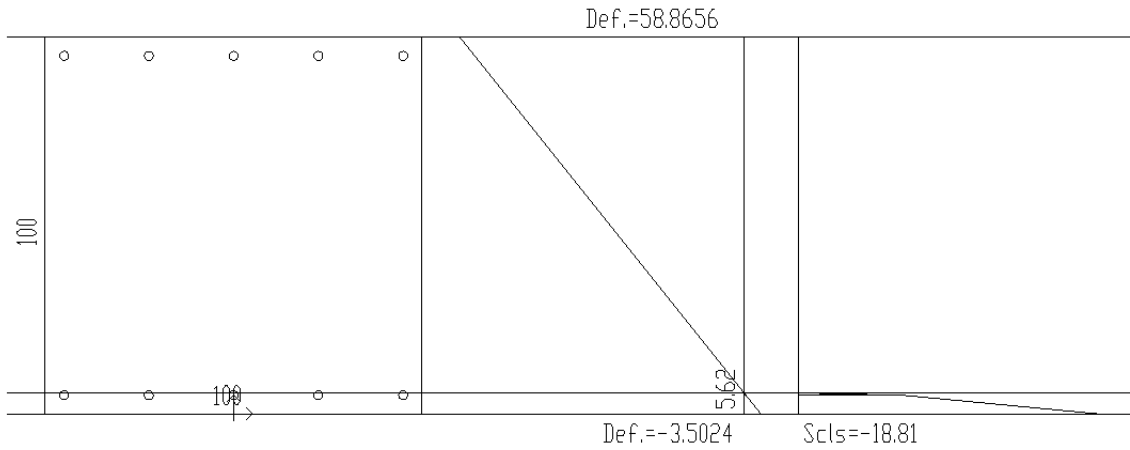
Calcestruzzo: Rck= 40.
 fck= 33.2
 fcd= 18.81 (.35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 450.
 ftk= 540.
 ftd= 469.57 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

eps= m_{uz} * y + m_{uy} * z + lam
 eps= 6.23680328380066E-04
 m_{uz}= 5.88202385851516E-22
 lam=-3.5024312839185E-03

UNITA' DI MISURA:

kN; cm; kNm; N/mm².
 Ø in mm; deformazioni*1000.
SIMBOLI:
 S=sigma (tensioni sui materiali);
 D=deformazioni (epsilon);



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iver	Z	Y	Dcls	Scls	Ivel
1	11	-50.	0.	-3.502431	-18.81

 sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Ifer	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm ²)	D ferri	S ferri	Ivel
1	11	45.	95.	241	4.52	55.7472	455.531

 sil

% ARMAT.: tesa= .23; comp.= .23; tot.= .45

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.3.3 Taglio

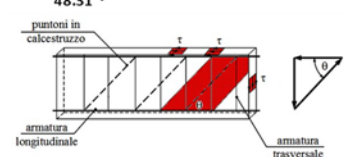
Gusci di larghezza 50cm



Si riporta la verifica dei gusci aventi larghezza 30cm in corrispondenza della sezione posta a filo trave di testa ai pali, la quale risulta soggetta ad un taglio pari a:

$$V_{Ed} = 1.45 \cdot 300 \cdot 1000 = 435000 \text{ N} \rightarrow 435.00 \text{ kN}$$

La sezione viene armata con staffe $\phi 16/20$ per il primo metro dagli appoggi e con $\phi 16/40$ per parte restante.

VERIFICA A TAGLIO SEZIONI IN C.A. secondo NTC 2018 prgf.4.1.2.3.5 (Traliccio ad angolazione variabile) Versione V.08 - Marzo 2023		SEZIONE DI VERIFICA Ponte Vigone Impalcato, marciapiedi Sezione a filo travi di testa ai pali																																														
INPUT		VALORI DERIVATI																																														
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE <table border="0"> <tr> <td>h</td><td>0 mm</td><td>altezza ali (=0 se sezione rettangolare)</td></tr> <tr> <td>B</td><td>0 mm</td><td>larghezza massima sezione (aT)(=0 se sezione rettangolare)</td></tr> <tr> <td>bw</td><td>300 mm</td><td>larghezza minima della sezione</td></tr> <tr> <td>H</td><td>1000 mm</td><td>altezza sezione</td></tr> <tr> <td>c</td><td>52 mm</td><td>copriferro (lembo esterno-asse armatura)</td></tr> <tr> <td>As1</td><td>0 mm²</td><td>area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)</td></tr> <tr> <td>Φ</td><td>16 mm</td><td>diametro</td></tr> <tr> <td>n°</td><td>2.0</td><td>numero bracci lungo H</td></tr> <tr> <td>Asw</td><td>402 mm²</td><td>area della sezione trasversale delle staffe 90°</td></tr> <tr> <td>s</td><td>200 mm</td><td>passo delle staffe 90°</td></tr> <tr> <td>Asw'</td><td>0 mm²</td><td>area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)</td></tr> <tr> <td>s'</td><td>1 mm</td><td>passo misurato sull'asse longitudinale</td></tr> <tr> <td>a</td><td>90°</td><td>inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave</td></tr> </table>		h	0 mm	altezza ali (=0 se sezione rettangolare)	B	0 mm	larghezza massima sezione (aT)(=0 se sezione rettangolare)	bw	300 mm	larghezza minima della sezione	H	1000 mm	altezza sezione	c	52 mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)	As1	0 mm ²	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)	Φ	16 mm	diametro	n°	2.0	numero bracci lungo H	Asw	402 mm ²	area della sezione trasversale delle staffe 90°	s	200 mm	passo delle staffe 90°	Asw'	0 mm ²	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)	s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale	a	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave	<table border="0"> <tr> <td>d</td><td>948 mm</td><td>altezza utile</td></tr> <tr> <td>Ac</td><td>300000 mm²</td><td>area cls</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">STAFFE Φ16/20 - 2 bracci</p>		d	948 mm	altezza utile	Ac	300000 mm ²	area cls
h	0 mm	altezza ali (=0 se sezione rettangolare)																																														
B	0 mm	larghezza massima sezione (aT)(=0 se sezione rettangolare)																																														
bw	300 mm	larghezza minima della sezione																																														
H	1000 mm	altezza sezione																																														
c	52 mm	copriferro (lembo esterno-asse armatura)																																														
As1	0 mm ²	area di armatura di trazione (sufficientemente ancorata)																																														
Φ	16 mm	diametro																																														
n°	2.0	numero bracci lungo H																																														
Asw	402 mm ²	area della sezione trasversale delle staffe 90°																																														
s	200 mm	passo delle staffe 90°																																														
Asw'	0 mm ²	area della sezione trasversale di ferri inclinati SOLO TRAVI (*)																																														
s'	1 mm	passo misurato sull'asse longitudinale																																														
a	90°	inclinazione dei ferri o staffe rispetto all'asse della trave																																														
d	948 mm	altezza utile																																														
Ac	300000 mm ²	area cls																																														
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE <table border="0"> <tr> <td>NEd</td><td>0 N</td><td>forza longitudinale nella sezione (compressione +)</td></tr> <tr> <td>VEd</td><td>435000 N</td><td>valore di calcolo dello sforzo di taglio agente</td></tr> </table>		NEd	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)	VEd	435000 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	<p>NB:Il programma non ammette valori nulli dei passi s e s' in caso di assenza di Asw o Asw' porre s o s' pari a "1"</p> <p>Calcolo angolo di inclinazione traliccio</p> <p>θ = 48.31°</p> 																																								
NEd	0 N	forza longitudinale nella sezione (compressione +)																																														
VEd	435000 N	valore di calcolo dello sforzo di taglio agente																																														
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI <table border="0"> <tr> <td>f_{ck}</td><td>33.20 N/mm²</td><td>resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls</td></tr> <tr> <td>γ_c</td><td>1.5</td><td>coeff. di sicurezza sul cls</td></tr> <tr> <td>α_{cc}</td><td>0.85</td><td>coeff. lunga durata</td></tr> <tr> <td></td><td>NTC_2018</td><td>normativa di riferimento</td></tr> <tr> <td></td><td>B450C</td><td>tipologia acciaio</td></tr> <tr> <td>f_{yk}</td><td>450 N/mm²</td><td>snervamento caratteristico delle armature a taglio</td></tr> <tr> <td>γ_s</td><td>1.15</td><td>coeff. di sicurezza acciaio</td></tr> <tr> <td>FC</td><td>1</td><td>fattore di confidenza</td></tr> <tr> <td>f_{yd}</td><td>391 N/mm²</td><td>snervamento di calcolo delle armature a taglio</td></tr> </table>		f _{ck}	33.20 N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	γ _c	1.5	coeff. di sicurezza sul cls	α _{cc}	0.85	coeff. lunga durata		NTC_2018	normativa di riferimento		B450C	tipologia acciaio	f _{yk}	450 N/mm ²	snervamento caratteristico delle armature a taglio	γ _s	1.15	coeff. di sicurezza acciaio	FC	1	fattore di confidenza	f _{yd}	391 N/mm ²	snervamento di calcolo delle armature a taglio	<table border="0"> <tr> <td>α_c</td><td>1.000</td><td>coeff. maggiorativo</td></tr> <tr> <td>f_{cd}</td><td>18.81 N/mm²</td><td>f'cd = 9.41 N/mm² ridotta</td></tr> <tr> <td>k</td><td>1.4593 ≤ 2.0</td><td></td></tr> <tr> <td>r₁</td><td>0.0000 ≤ 0.02</td><td></td></tr> <tr> <td>s_{cp}</td><td>0.00 N/mm² ≤ 0.2 f_{cd} = 3.76</td><td></td></tr> <tr> <td>η_{min}</td><td>0.3555</td><td>fattore di efficienza</td></tr> </table>		α _c	1.000	coeff. maggiorativo	f _{cd}	18.81 N/mm ²	f'cd = 9.41 N/mm ² ridotta	k	1.4593 ≤ 2.0		r ₁	0.0000 ≤ 0.02		s _{cp}	0.00 N/mm ² ≤ 0.2 f _{cd} = 3.76		η _{min}	0.3555	fattore di efficienza
f _{ck}	33.20 N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls																																														
γ _c	1.5	coeff. di sicurezza sul cls																																														
α _{cc}	0.85	coeff. lunga durata																																														
	NTC_2018	normativa di riferimento																																														
	B450C	tipologia acciaio																																														
f _{yk}	450 N/mm ²	snervamento caratteristico delle armature a taglio																																														
γ _s	1.15	coeff. di sicurezza acciaio																																														
FC	1	fattore di confidenza																																														
f _{yd}	391 N/mm ²	snervamento di calcolo delle armature a taglio																																														
α _c	1.000	coeff. maggiorativo																																														
f _{cd}	18.81 N/mm ²	f'cd = 9.41 N/mm ² ridotta																																														
k	1.4593 ≤ 2.0																																															
r ₁	0.0000 ≤ 0.02																																															
s _{cp}	0.00 N/mm ² ≤ 0.2 f _{cd} = 3.76																																															
η _{min}	0.3555	fattore di efficienza																																														
OUTPUT																																																
<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio - Resistenza di calcolo a "taglio trazione" di armatura a taglio - Resistenza di calcolo a "taglio compressione" lato cls d'anima - Prolungamento delle armature longitudinali per ancoraggio di Taglio 		<table border="0"> <tr> <td>V_{Rd1} =</td><td>101109 N</td></tr> <tr> <td>V_{Rsd} =</td><td>671267 N (*)</td></tr> <tr> <td>V_{Rcd} =</td><td>1203865 N</td></tr> <tr> <td>a_l =</td><td>426.6 mm</td></tr> </table>		V _{Rd1} =	101109 N	V _{Rsd} =	671267 N (*)	V _{Rcd} =	1203865 N	a _l =	426.6 mm																																					
V _{Rd1} =	101109 N																																															
V _{Rsd} =	671267 N (*)																																															
V _{Rcd} =	1203865 N																																															
a _l =	426.6 mm																																															
<p>(*) Il contributo dei ferri inclinati viene tenuto in conto riportando la loro sezione resistente al passo delle staffe verticali</p>																																																
VERIFICHE																																																
<table border="0"> <tr> <td>Per Elementi Privi di Armatura a taglio</td> <td>V_{Rd} =</td> <td>V_{Rd1} =</td> <td>101109 N</td> <td>F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =</td> <td></td> </tr> <tr> <td>x Per Elementi Con Armatura a Taglio</td> <td>V_{Rd} =</td> <td>min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) =</td> <td>671267 N</td> <td>F_s = V_{Rd}/V_{Ed} =</td> <td>1.54 OK</td> </tr> </table>		Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V _{Rd} =	V _{Rd1} =	101109 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =		x Per Elementi Con Armatura a Taglio	V _{Rd} =	min (V _{Rsd} , V _{Rcd}) =	671267 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =	1.54 OK																																			
Per Elementi Privi di Armatura a taglio	V _{Rd} =	V _{Rd1} =	101109 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =																																												
x Per Elementi Con Armatura a Taglio	V _{Rd} =	min (V _{Rsd} , V _{Rcd}) =	671267 N	F _s = V _{Rd} /V _{Ed} =	1.54 OK																																											
<p>In ogni caso deve sempre risultare:</p>		<table border="0"> <tr> <td>V_{Rcd} =</td><td>1203865 N</td><td>></td><td>V_{Ed} =</td><td>435000 N</td><td>F_s = V_{Rcd}/V_{Ed} =</td><td>2.77 OK</td></tr> </table>		V _{Rcd} =	1203865 N	>	V _{Ed} =	435000 N	F _s = V _{Rcd} /V _{Ed} =	2.77 OK																																						
V _{Rcd} =	1203865 N	>	V _{Ed} =	435000 N	F _s = V _{Rcd} /V _{Ed} =	2.77 OK																																										

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.4 Gusci s=160cm

8.5.1.4.1 Verifica sezione parallela all'asse stradale

Si considera un momento sollecitante pari a $\pm 1030 \text{ kNm/m}$. La sezione è armata con $1+1\phi 16/20$.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	155.	16.	2.0106
1- 2	-50.	160.	2	22.5	155.	16.	2.0106
1- 3	50.	160.	3	0.	155.	16.	2.0106
1- 4	50.	0.	4	-22.5	155.	16.	2.0106
			5	-45.	155.	16.	2.0106
			6	45.	5.	16.	2.0106
			7	22.5	5.	16.	2.0106
			8	0.	5.	16.	2.0106
			9	-22.5	5.	16.	2.0106
			10	-45.	5.	16.	2.0106

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 80. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	0.	-726.129	0.		Mz-:-726.129/-571.=1.2717
2	0.	726.129	0.		Mz+:726.129/295.=2.4615

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	vert.	muz	muy	lambda
1.	1- 4	.00044790497	0.	-.00193584907
2.	1- 2	-.00044790497	0.	.06972894598

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 4	-1.9358	-18.79	si	1.	67.4894	469.55	si
2	1- 2	-1.9358	-18.79	si	6.	67.4894	469.55	si

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.
 Tipo sezione : RETTANGOLARE
 Tipo verifica: stato limite ultimo
SOLLECITAZIONI AGENTI:
 Nd in z= 0. ; y= 80. (baricentro CLS)
 Nd = 0.
 Mdz= -726.129
 Mdy= 0.
 Mzult/Mdz=-726.129 / -571. =1.27168

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

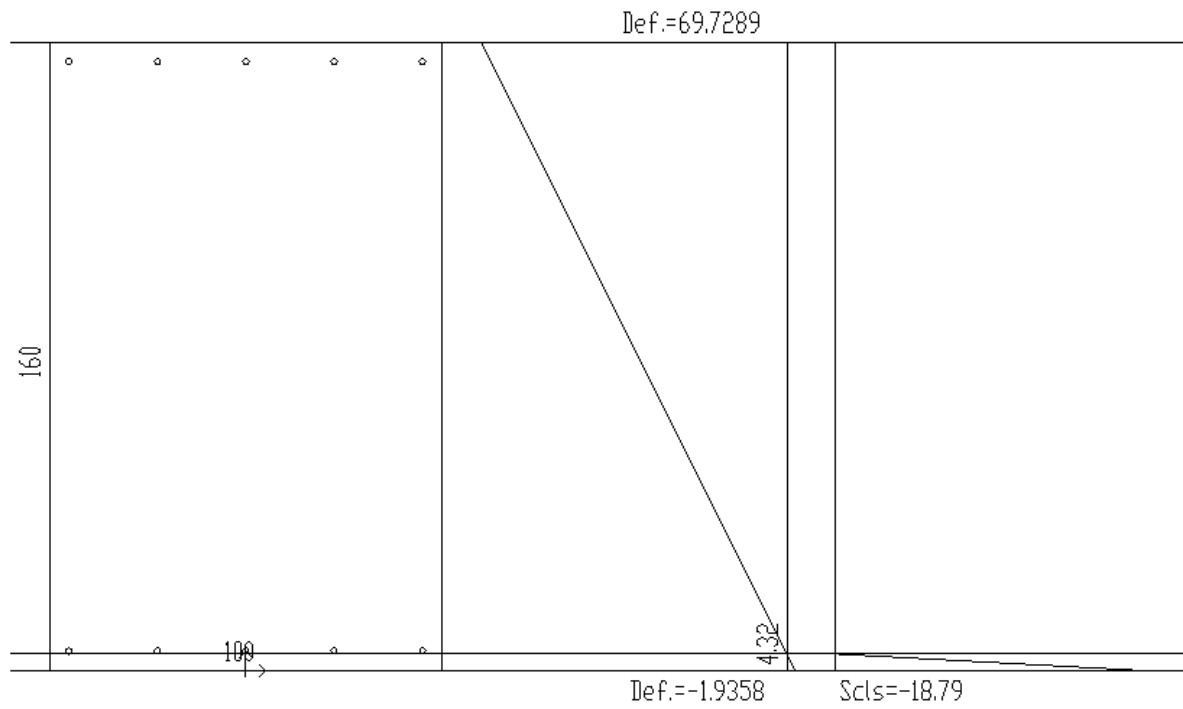
Calcestruzzo: Rck= 40.
 fck= 33.2
 fcd= 18.81 (35%)
 Acciaio lento: Tipo= B450C
 fyk= 450.
 ftk= 540.
 ftd= 469.57 (6.75%)

PIANO DI EQUILIBRIO:

eps= nuz * y + muy * z + lan
 nuz= 4.4790496883522E-04
 muy=-3.01130041254429E-21
 lan=-1.93584906616361E-03

UNITA' DI MISURA:
 kN; cm; kNm; N/mm2.
 Ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:
 S=sigma (tensioni sui materiali)
 D=deformazioni (epsilon)



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Dcls	Scls	Ivel
1	41	50	0	-1.935851	-18.791 sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl	Z	Y	l0(mm)	Af(Cm2)	D ferri	S ferri	Ivel
1	11	45	155	161	2.0167489421	469.551	sil

% ARMAT: tesa= .13; comp.= 0; tot= .13

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.4.2 Verifica sezione ortogonale all'asse stradale

La sezione viene verificata per il massimo momento sollecitante positivo, pari a 892 kNm/m, e negativo, pari a -599 kNm/m. La sezione è armata con 1+1 ϕ 24/20.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	155.	24.	4.5239	
1- 2	-50.	160.	2	22.5	155.	24.	4.5239	
1- 3	50.	160.	3	0.	155.	24.	4.5239	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	155.	24.	4.5239	
			5	-45.	155.	24.	4.5239	
			6	45.	5.	24.	4.5239	
			7	22.5	5.	24.	4.5239	
			8	0.	5.	24.	4.5239	
			9	-22.5	5.	24.	4.5239	
			10	-45.	5.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 80. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione	Sol: ultima/agente =fs (>=1 OK)
1	0.	-1615.7333	0.		Mz-:-1615.7333/-599.=2.6974
2	0.	1615.7333	0.		Mz+:1615.7333/892.=1.8114

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	vert.	muz	muy	lambda
1.	1- 1	.00045346073	0.	-.00272662911
2.	1- 2	-.00045346073	0.	.069827088

Deformazioni massime sui materiali:

sol	Cls				Acciaio lento			
	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-2.7266	-18.81	si	1.	67.5598	469.64	si
2	1- 2	-2.7266	-18.81	si	6.	67.5598	469.64	si

DESCRIZIONI

Sezione in C.A.

Tipo sezione : RETTANGOLARE

Tipo verifica: stato limite ultimo

SOLLECITAZIONI AGENTI:

Nd in z= 0, ; y= 80. (baricentro CLS)

Nd = 0.

Mdz= 1615.7333

Mdy= 0.

Mzult/Mdz=1615.7333 / 892. =1.81136

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck= 40.

fck= 33.2

fcd= 18.81 (35%)

Acciaio lento: Tipo= B450C

Fyk= 450.

Ftk= 540.

ftd= 469.57 (6.75%)

UNITA' DI MISURA:

kN; cm; kNm; N/mm2.

Ø in mm; deformazioni*1000.

SIMBOLI:

S=signa (tensori sul materla);

D=deformazioni (epsilon);

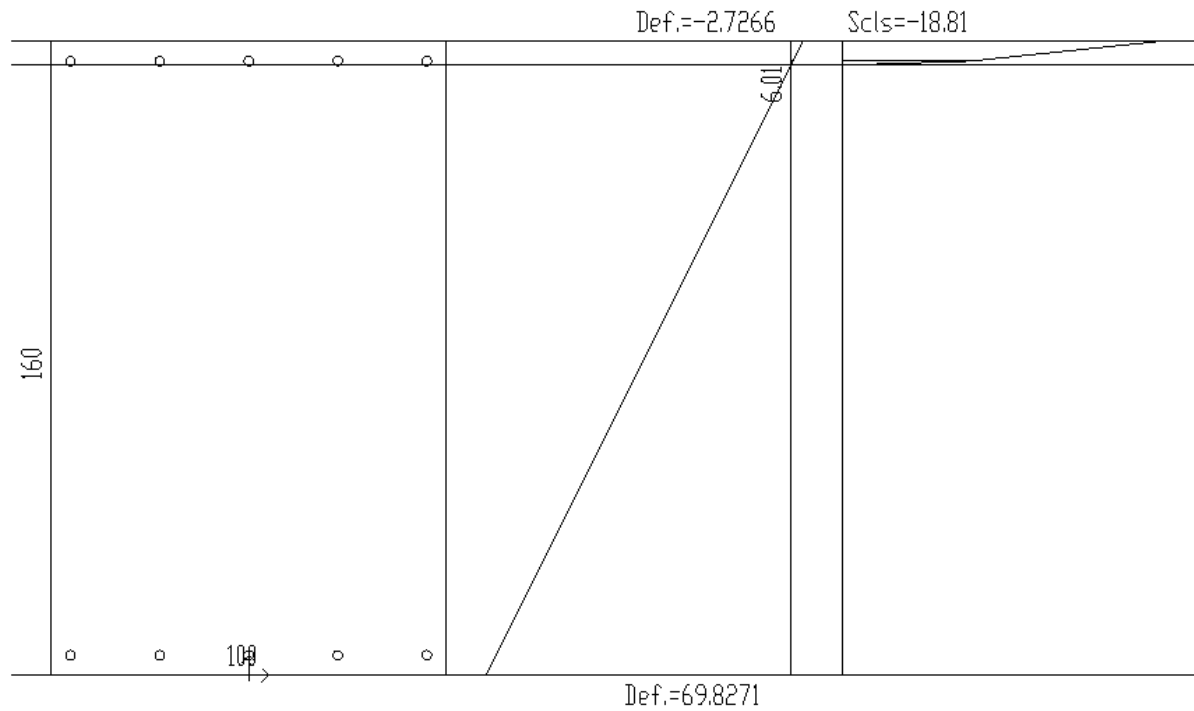
PIANO DI EQUILIBRIO:

eps= muz * y + muy * z + lam

muz=-4.53460731960482E-04

muy= 1.24271336938874E-21

lam= 6.98270879992906E-02



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:

Iverl	Z	Y	Icls	Scs	Ivel
1	21	-50.	160.	-2.726631	-18.811 sil

TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:

Iferl	Z	Y	I0(mm)	AF(cm2)	D	ferri IS	ferri IVel
1	61	45.	5.	241	4.52167.559781	469.641 sil	

% ARMAT.: tesa= .14; comp.= .14; tot= .28

VERIFICA SODDISFATTA

8.5.1.4.3 Punzonamento

Si riporta la verifica a punzonamento della porzione posta in corrispondenza dei pali, di diametro $D=80\text{cm}$. La verifica è condotta per la sezione posta a filo pali (perimetro u_0) e a distanza $2d$ dall'area caricata (perimetro u_1), come meglio specificati nel seguito

La verifica è soddisfatta qualora su entrambe le sezioni sopra citate, la seguente condizione è verificata:

$$v_{Rd} \geq v_{Ed}$$

In cui v_{Rd} indica la tensione di resistenza di progetto a punzonamento e v_{Ed} rappresenta la tensione massima di taglio agente sulla sezione di verifica, le quali sono determinate rispettivamente come segue:

$$v_{Rd,c} = \max \left(\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}; v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right)$$

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u \cdot d}$$

Dove:

$$\gamma_c = 1.50$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2.0$$

$$\rho_{li} = A_{s,i} / (b_w \cdot d) < 0.02, \text{ con } i = y, z$$

$$\rho_l = (\rho_{ly} \cdot \rho_{lz})^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

Ai fini delle verifiche, si considera che la tensione media di compressione nel calcestruzzo σ_{cp} viene posta nulla a vantaggio di sicurezza. I rapporti geometrici di armatura (ρ_l) e il coefficiente k sono valutati con riferimento ad un'altezza utile d pari alla media delle altezze utili nelle due direzioni dell'armatura, assunta pari a $d = 1500\text{mm}$. Il coefficiente β , che tiene conto dell'eccentricità di carico (e) indotta dall'azione del momento flettente, viene assunto pari a 1.50.

Verifica sul perimetro u_0

La sezione di verifica è armata in zona tesa con $1\phi 16/20$ lungo y (in direzione parallela all'asse stradale) e $1\phi 24/20$ lungo z (in direzione trasversale).

Tensione di calcolo agente alla sezione di verifica:

$$d = 1500 \text{ mm}$$

$$\beta = 1.50$$

$$u_0 = \pi \cdot D = 2513 \text{ mm}$$

Si ricava

$$v_{Ed,0} = 1.50 \frac{700 \cdot 10^3}{2513 \cdot 1500} = 0.279 \text{ MPa}$$

Tensione resistente alla sezione di verifica:

$$\gamma_c = 1.50$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.365$$

$$\rho_{ly} = 0.0015; \rho_{lz} = 0.0007; \rho_l = 0.0011;$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.353 \text{ MPa}$$

Si ricava:

$$v_{Rd,c} = \max(0.261; 0.353) = 0.353 \text{ MPa}$$

Risulta:

$$v_{Rd,c} = 0.353 \text{ MPa} > v_{Ed,0} = 0.279 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica sul perimetro u_1

Tensione di calcolo agente alla sezione di verifica:

$$d = 1500 \text{ mm}$$

$$\beta = 1.50$$

$$u_1 = 5900 \text{ mm}$$

$$v_{Ed,0} = 1.50 \frac{700 \cdot 10^3}{5900 \cdot 1500} = 0.119 \text{ MPa}$$

Risulta:

$$v_{Rd,c} = 0.353 \text{ MPa} > v_{Ed,0} = 0.119 \text{ MPa}$$

VERIFICA SODDISFATTA

8.6 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Si riportano le verifiche agli stati limite di esercizio nei confronti della fessurazione e della limitazione delle tensioni. Le verifiche sono condotte con riferimento alle combinazioni agli SLE (casi da 23 a 50).

Nel dettaglio, le verifiche nei confronti della limitazione delle tensioni sono condotte con riferimento alla combinazione caratteristica (casi da 23 a 40) e quasi permanente (casi 49, 50); per la verifica a fessurazione si fa riferimento alla combinazione frequente (casi da 41 a 48).

8.6.1 Gusci s=50cm

8.6.1.1 Limitazione delle tensioni

8.6.1.1.1 Sezione in mezzeria

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = 345 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = 159 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; fck = 33.2 ; fcd = 18.813 (.35%)

Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 540. ; fyk = 450. ; ftd = 469.565 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	45.	24.	4.5239
1- 2	-50.	50.	2	22.5	45.	24.	4.5239
1- 3	50.	50.	3	0.	45.	24.	4.5239
1- 4	50.	0.	4	-22.5	45.	24.	4.5239
			5	-45.	45.	24.	4.5239
			6	45.	5.	24.	4.5239
			7	33.8	5.	24.	4.5239
			8	22.5	5.	24.	4.5239
			9	11.2	5.	24.	4.5239
			10	0.	5.	24.	4.5239
			11	-11.2	5.	24.	4.5239
			12	-22.5	5.	24.	4.5239
			13	-33.8	5.	24.	4.5239
			14	-45.	5.	24.	4.5239

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione
1	0.	345.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

Sol.	μ_z	μ_y	λ
1.	-0.0001491237	0.	.00049868909

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls		Acciaio lento		
	vert.	S cls	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2	-8.31	6	214.03	si

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in $z = 0.$; $y = 25.$ (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione
1	0.	159.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

Sol.	μ_z	μ_y	λ
1.	-0.00000687266	0.	.00022983062

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls		Acciaio lento		
	vert.	S cls	ferro	S ferri	Ve
1	1- 3	-3.83	6	98.64	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	8.31	19.92	OK
Quasi Permanente	3.83	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	214.03	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.1.1.2 Sezione agli appoggi

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = -215 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = -89 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; S_{amm} = 12.25
Acciaio : Tipo= B450C ; S_{amm} = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	5.	24.	4.5239
1- 2	-50.	50.	2	22.5	5.	24.	4.5239
1- 3	50.	50.	3	0.	5.	24.	4.5239
1- 4	50.	0.	4	-22.5	5.	24.	4.5239
			5	-45.	5.	24.	4.5239
			6	45.	45.	24.	4.5239
			7	33.8	45.	24.	4.5239
			8	22.5	45.	24.	4.5239
			9	11.2	45.	24.	4.5239
			10	0.	45.	24.	4.5239
			11	-11.2	45.	24.	4.5239
			12	-22.5	45.	24.	4.5239
			13	-33.8	45.	24.	4.5239
			14	-45.	45.	24.	4.5239

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-215.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00000929321	0.	-.00015388348

Tensioni massime sui materiali:

Cls			Acciaio lento		
sol	vert.	S cls Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-5.18 si	6	133.38	si

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in $z = 0.$; $y = 25.$ (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-89.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

Sol.	μ_z	μ_y	λ
1.	.00000384696	0.	-.00006370061

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-2.14	si	6	55.21	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	5.18	19.92	OK
Quasi Permanente	2.14	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	133.38	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.1.1.3 Sezione ortogonale all'asse stradale

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = \pm 215 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = \pm 132 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; S_{amm} = 12.25
Acciaio : Tipo= B450C ; S_{amm} = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	45.	24.	4.5239
1- 2	-50.	50.	2	22.5	45.	24.	4.5239
1- 3	50.	50.	3	0.	45.	24.	4.5239
1- 4	50.	0.	4	-22.5	45.	24.	4.5239
			5	-45.	45.	24.	4.5239
			6	45.	5.	24.	4.5239
			7	22.5	5.	24.	4.5239
			8	0.	5.	24.	4.5239
			9	-22.5	5.	24.	4.5239
			10	-45.	5.	24.	4.5239

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-215.	0.	
2	0.	215.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.0000144937	0.	-.00018748268
2.	-.0000144937	0.	.00053720251

Tensioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve	
1	1- 1	-6.31	si	1	234.52	si	
2	1- 3	-6.31	si	6	234.52	si	

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 25. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-132.	0.	

2 | 0. | 132. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_{uz} * y + \mu_{uy} * z + \lambda_{m}$):

Sol.	μ_{uz}	μ_{uy}	λ_{m}
1.	.00000889846	0.	-.00011510564
2.	-.00000889846	0.	.00032981735

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-3.87	si	1	143.99	si
2	1- 3	-3.87	si	6	143.99	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	6.31	19.92	OK
Quasi Permanente	3.87	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	234.52	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.1.2 Fessurazione

8.6.1.2.1 Sezione in mezzzeria

Si considera un momento $M_{Ed,req} = 276 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Soletta impalcato 50cm
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 500 mm	altezza sezione
d = 436 mm	altezza utile sezione
x = 165.6 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 24 \text{ mm}$	diametro barre
$A_s = 4071.50 \text{ mm}^2$	area armatura tesa
n°f = 9	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 190 \text{ mm} <$	$(h-x) / 3 = 111 \text{ mm}$ condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c,eff} = 111466.6667 \text{ mm}^2$	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c,eff} / A_s) = 115.71 \text{ mm}$	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 41666667 \text{ mm}^3$	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 131.581 \text{ kNm}$	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 82 \text{ N/mm}^2$	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 171.23 \text{ N/mm}^2$	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = 0.000721$	$(\epsilon_{sm \text{ min}} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000326)$
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.083 \text{ mm}$	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.46$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.122 \text{ mm} <$	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.1.2.2 Sezione agli appoggi

Si considera un momento $M_{Ed,freq} = -185 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Soletta impalcato 50cm
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 500 mm	altezza sezione
d = 436 mm	altezza utile sezione
x = 165.6 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 24$ mm	diametro barre
$A_s = 4071.50$ mm ²	area armatura tesa
n°f = 9	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 190$ mm <	$(h-x) / 3 = 111$ mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c,eff} = 111466.6667$ mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c,eff} / A_s) = 115.71$ mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 41666667$ mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40$ N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 131.581$ kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 82$ N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 114.77$ N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = 0.000406$	$(\epsilon_{sm \text{ min}} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000219)$
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.047$ mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.46$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.069$ mm <	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.1.2.3 Sezione ortogonale all'asse stradale

Si considera un momento $M_{Ed, freq} = \pm 190 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Soletta impalcato 50cm
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 500 mm	altezza sezione
d = 436 mm	altezza utile sezione
x = 129.4 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 24$ mm	diametro barre
$A_s = 2261.95$ mm ²	area armatura tesa
n°f = 5	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 190$ mm <	$(h-x) / 3 = 124$ mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c, eff} = 123533.3333$ mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c, eff} / A_s) = 181.07$ mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 41666667$ mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40$ N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 131.581$ kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 148$ N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 207.25$ N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = 0.000734$	$(\epsilon_{sm \text{ min}} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000395)$
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.133$ mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.46$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.194$ mm <	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.2 Gusci s=70cm

8.6.2.1 Limitazione delle tensioni

8.6.2.1.1 Sezione in mezzeria

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = 515 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = 290 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; S_{amm} = 12.25
Acciaio : Tipo= B450C ; S_{amm} = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Cls:			Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	65.	24.	4.5239	
1- 2	-50.	70.	2	22.5	65.	24.	4.5239	
1- 3	50.	70.	3	0.	65.	24.	4.5239	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	65.	24.	4.5239	
			5	-45.	65.	24.	4.5239	
			6	45.	5.	24.	4.5239	
			7	33.8	5.	20.	3.1416	
			8	22.5	5.	24.	4.5239	
			9	11.2	5.	20.	3.1416	
			10	0.	5.	24.	4.5239	
			11	-11.2	5.	20.	3.1416	
			12	-22.5	5.	24.	4.5239	
			13	-33.8	5.	20.	3.1416	
			14	-45.	5.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	515.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-0.0001088495	0.	.00054809662

Tensioni massime sui materiali:

Cls			Acciaio lento		
sol	vert.	S cls	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2	-7.19	6	249.13	si

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
 1 | 0. | 290. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol. | muz | muy | lambda |
 1. | -.00000612939 | 0. | .00030863693 |

Tensioni massime sui materiali:

	Cls		Acciaio lento
sol	vert. S cls Ve		ferro S ferri Ve
1	1- 2 -4.05 si		6 140.29 si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	7.19	19.92	OK
Quasi Permanente	4.05	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	249.13	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.2.1.2 Sezione agli appoggi

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = -141$ kNm/m e $M_{Ed, qp} = -94$ kNm/m.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; Samm = 12.25
 Acciaio : Tipo= B450C ; Samm = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	5.	24.	4.5239
1- 2	-50.	70.	2	22.5	5.	24.	4.5239
1- 3	50.	70.	3	0.	5.	24.	4.5239
1- 4	50.	0.	4	-22.5	5.	24.	4.5239
			5	-45.	5.	24.	4.5239
			6	45.	65.	24.	4.5239
			7	33.8	65.	20.	3.1416
			8	22.5	65.	24.	4.5239
			9	11.2	65.	20.	3.1416
			10	0.	65.	24.	4.5239
			11	-11.2	65.	20.	3.1416
			12	-22.5	65.	24.	4.5239
			13	-33.8	65.	20.	3.1416
			14	-45.	65.	24.	4.5239

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
 1 | 0. | -141. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00000298015	0.	-.00005854912

Tensioni massime sui materiali:

Cls			Acciaio lento		
sol	vert.	S cls Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-1.97 si	6	68.21	si

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in $z = 0.$; $y = 35.$ (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-94.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

Sol.	μ_z	μ_y	λ
1.	.00000198677	0.	-.00003903275

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-1.31	si	6	45.47	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	1.97	19.92	OK
Quasi Permanente	1.31	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	68.21	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.2.1.3 Sezione ortogonale all'asse stradale

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = \pm 190$ kNm/m e $M_{Ed, qp} = \pm 103$ kNm/m.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; S_{amm} = 12.25
Acciaio : Tipo= B450C ; S_{amm} = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Cls:			Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	5.	16.	2.0106
1- 2	-50.	70.	2	22.5	5.	16.	2.0106
1- 3	50.	70.	3	0.	5.	16.	2.0106
1- 4	50.	0.	4	-22.5	5.	16.	2.0106
			5	-45.	5.	16.	2.0106
			6	45.	65.	16.	2.0106
			7	22.5	65.	16.	2.0106
			8	0.	65.	16.	2.0106
			9	-22.5	65.	16.	2.0106
			10	-45.	65.	16.	2.0106

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 35. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	190.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-0.0000115715	0.	.00067265055

Tensioni massime sui materiali:

Cls			Acciaio lento		
sol	vert.	S cls Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2	-4.62 si	1	310.25	si

SOLLECITAZIONI AGENTI - QPSforzi normali applicati in $z = 0$; $y = 35$. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	103.	0.	

RISULTATIPiani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

Sol.	μ_z	μ_y	λ
1.	-0.00000627297	0.	0.0003646474

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2	-2.51	si	1	168.19	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	4.62	19.92	OK
Quasi Permanente	2.51	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	310.25	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.2.2 Fessurazione

8.6.2.2.1 Sezione in mezzeria

Si considera un momento $M_{Ed,req} = 395 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Marciapiede 70cm
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 700 mm	altezza sezione
d = 636 mm	altezza utile sezione
x = 196.5 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 24 \text{ mm}$	diametro barre
$A_s = 4071.50 \text{ mm}^2$	area armatura tesa
n°f = 9	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 190 \text{ mm} <$	$(h-x) / 3 = 168 \text{ mm}$ condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c,eff} = 167833.3333 \text{ mm}^2$	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c,eff} / A_s) = 148.93 \text{ mm}$	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 81666667 \text{ mm}^3$	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 257.898 \text{ kNm}$	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 111 \text{ N/mm}^2$	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 191.08 \text{ N/mm}^2$	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = 0.000757$	$(\epsilon_{sm \text{ min}} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000364)$
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.113 \text{ mm}$	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.62$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.183 \text{ mm} <$	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.2.2.2 Sezione agli appoggi

Si considera un momento $M_{Ed, freq} = -120$ kNm/m.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Marciapiede 70cm
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 700 mm	altezza sezione
d = 636 mm	altezza utile sezione
x = 196.5 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 24$ mm	diametro barre
$A_s = 4071.50$ mm ²	area armatura tesa
n°f = 9	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 190$ mm <	(h-x) / 3 = 168 mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c, eff} = 167833.3333$ mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c, eff} / A_s) = 148.93$ mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 81666667$ mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40$ N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 257.898$ kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 111$ N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 58.05$ N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = -0.00023$	($\epsilon_{sm \min} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000111$)
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.016$ mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.62$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.027$ mm <	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.2.2.3 Sezione ortogonale all'asse stradale

Si considera un momento $M_{Ed, freq} = \pm 123 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Marciapiede 70cm
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 700 mm	altezza sezione
d = 636 mm	altezza utile sezione
x = 118.7 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 16$ mm	diametro barre
$A_s = 1005.31$ mm ²	area armatura tesa
n°f = 5	n° barre
n = 2	n° strati
$d_{eff} = 2.5 (h-d) = 160$ mm <	$(h-x) / 3 = 194$ mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c, eff} = 160000$ mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c, eff} / A_s) = 304.65$ mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 81666667$ mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40$ N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 257.898$ kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 448$ N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 200.85$ N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = -0.00142$	$(\epsilon_{sm} \text{ min} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000383)$
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.117$ mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.62$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.189$ mm <	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.3 Gusci s=100cm

8.6.3.1 Limitazione delle tensioni

8.6.3.1.1 Sezione in mezzzeria

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = 218 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = 124 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; S_{amm} = 12.25
Acciaio : Tipo= B450C ; S_{amm} = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-15.	0.	1	-10.	95.	24.	4.5239	
1- 2	-15.	100.	2	10.	95.	24.	4.5239	
1- 3	15.	100.	3	-10.	5.	24.	4.5239	
1- 4	15.	0.	4	10.	5.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 50. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	218.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00000748198	0.	.00057962234

Tensioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve	
1	1- 3	-5.67	si	3	273.62	si	

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 50. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	124.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_s = \mu_{z,y} + \mu_{y,z} + \lambda$):

Sol.	$\mu_{z,y}$	$\mu_{y,z}$	λ
1.	-0.00000425581	0.	0.00032969344

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2	-3.23	si	3	155.64	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	5.67	19.92	OK
Quasi Permanente	3.23	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	273.62	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.3.1.2 Sezione agli appoggi

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = -87 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = -57 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; Samm = 12.25
 Acciaio : Tipo= B450C ; Samm = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-15.	0.	1	-10.	95.	24.	4.5239	
1- 2	-15.	100.	2	10.	95.	24.	4.5239	
1- 3	15.	100.	3	-10.	5.	24.	4.5239	
1- 4	15.	0.	4	10.	5.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 50. (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
 1 | 0. | -87. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00000298593	0.	-.00006727578

Tensioni massime sui materiali:

Cls			Acciaio lento		
sol	vert.	S cls Ve	ferro	S ferri Ve	
1	1- 1	-2.26 si	1	109.2 si	

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 50. (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
 1 | 0. | -57. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.0000019563	0.	-.00004407723

Tensioni massime sui materiali:

	Cls			Acciaio lento
sol	vert.	S cls	Ve	ferro S ferri
1	1- 1	-1.48	si	1 71.54 si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	2.26	19.92	OK
Quasi Permanente	1.48	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	109.20	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.3.1.3 Sezione ortogonale all'asse stradale

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = \pm 65 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = \pm 34 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; S_{amm} = 12.25
Acciaio : Tipo= B450C ; S_{amm} = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Cls:			Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	95.	24.	4.5239
1- 2	-50.	100.	2	22.5	95.	24.	4.5239
1- 3	50.	100.	3	0.	95.	24.	4.5239
1- 4	50.	0.	4	-22.5	95.	24.	4.5239
			5	-45.	95.	24.	4.5239
			6	45.	5.	24.	4.5239
			7	22.5	5.	24.	4.5239
			8	0.	5.	24.	4.5239
			9	-22.5	5.	24.	4.5239
			10	-45.	5.	24.	4.5239

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 50. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-65.	0.	
2	0.	65.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00000086013	0.	-.00001742709
2.	-.00000086013	0.	.00006858559

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-.59	si	1	32.44	si
2	1- 3	-.59	si	8	32.44	si

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in $z = 0$; $y = 50$. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-34.	0.	
2	0.	34.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_{uz} * y + \mu_{uy} * z + \lambda_m$):

Sol.	μ_{uz}	μ_{uy}	λ_m
1.	.00000044991	0.	-.00000911571
2.	-.00000044991	0.	.00003587554

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls		Acciaio lento	
	vert.	S cls Ve	ferro	S ferri Ve
1	1- 1	-.31 si	1	16.97 si
2	1- 2	-.31 si	6	16.97 si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	0.59	19.92	OK
Quasi Permanente	0.31	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	32.44	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.3.2 Fessurazione

8.6.3.2.1 Sezione in mezzzeria

Si considera un momento $M_{Ed,req} = 170 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4		PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Cordolo 100cm	
Essendo:			
B =	300	mm	larghezza sezione
h =	1000	mm	altezza sezione
d =	936	mm	altezza utile sezione
x =	225.3	mm	distanza asse neutro bordo compresso
c =	64	mm	ricoprimento armatura
$k_1 =$	0.8		coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 =$	0.5		coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi =$	24	mm	diametro barre
$A_s =$	904.78	mm ²	area armatura tesa
n°f	2		n° barre
n	1		n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+fi/2)$	190	mm	(h-x) / 3 258 mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:			
$A_{c,eff} =$	57000	mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c,eff} / A_s) =$	201.20	mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:			
$\beta_1 =$	1		coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 =$	0.5		coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u =$	50000000	mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe	C32/40		Classe calcestruzzo
$R_{ck} =$	40	N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s =$	210000	N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} =$	157.897	kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) =$	207	N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s =$	213.38	N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:			
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2)$	0.000537		($\epsilon_{sm \text{ min}} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000406$)
Il valore medio di apertura della fessura vale:			
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} =$	0.108	mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta =$ 1.7			
$w_k = \beta w_m =$	0.184	mm	< 0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.3.2.2 Sezione agli appoggi

Si considera un momento $M_{Ed, freq} = -65 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Cordolo 100cm
Essendo:	
B = 300 mm	larghezza sezione
h = 1000 mm	altezza sezione
d = 936 mm	altezza utile sezione
x = 225.3 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff. ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 24$ mm	diametro barre
$A_s = 904.78$ mm ²	area armatura tesa
n°f = 2	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 190$ mm <	(h-x) / 3 = 258 mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c, eff} = 57000$ mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c, eff} / A_s) = 201.20$ mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 50000000$ mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40$ N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 157.897$ kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 207$ N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 81.58$ N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = -0.00086$	($\epsilon_{sm \text{ min}} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000155$)
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.031$ mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.7$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.053$ mm <	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.3.2.3 Sezione ortogonale all'asse stradale

Si considera un momento $M_{Ed, freq} = \pm 41 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Cordolo 100cm
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 1000 mm	altezza sezione
d = 936 mm	altezza utile sezione
x = 202.6 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 24$ mm	diametro barre
$A_s = 2261.95$ mm ²	area armatura tesa
n°f = 5	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 190$ mm <	$(h-x) / 3 = 266$ mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c, eff} = 190000$ mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c, eff} / A_s) = 251.60$ mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 166666667$ mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40$ N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 526.323$ kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 276$ N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 20.46$ N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = -0.00878$	$(\epsilon_{sm} \min = (0,4 \sigma_s / E_s) = 3.9E-05)$
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.010$ mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.7$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.017$ mm <	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.4 Gusci s=160cm

8.6.4.1 Limitazione delle tensioni

8.6.4.1.1 Sezione in mezzeria

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = 195 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = 54 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.

Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
S = Sigma (tensioni sui materiali);
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; S_{amm} = 12.25
Acciaio : Tipo= B450C ; S_{amm} = 255. ; n=15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	155.	16.	2.0106
1- 2	-50.	160.	2	22.5	155.	16.	2.0106
1- 3	50.	160.	3	0.	155.	16.	2.0106
1- 4	50.	0.	4	-22.5	155.	16.	2.0106
			5	-45.	155.	16.	2.0106
			6	45.	5.	16.	2.0106
			7	22.5	5.	16.	2.0106
			8	0.	5.	16.	2.0106
			9	-22.5	5.	16.	2.0106
			10	-45.	5.	16.	2.0106

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 80. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	195.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00000190336	0.	.00026795198

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls	vert.	S cls	Ve	Acciaio lento	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2		-1.23	si	6	130.42	si	

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in $z = 0.$; $y = 80.$ (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	54.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

Sol.	μ_z	μ_y	λ
1.	-0.00000052708	0.	0.00007420209

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1-3		-0.34	6	36.12	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	1.23	19.92	OK
Quasi Permanente	0.34	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	130.42	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.4.1.2 Sezione agli appoggi

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = -396 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = -208 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; Samm = 12.25
 Acciaio : Tipo = B450C ; Samm = 255. ; n = 15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	45.	155.	16.	2.0106
1- 2	-50.	160.	2	22.5	155.	16.	2.0106
1- 3	50.	160.	3	0.	155.	16.	2.0106
1- 4	50.	0.	4	-22.5	155.	16.	2.0106
			5	-45.	155.	16.	2.0106
			6	45.	5.	16.	2.0106
			7	22.5	5.	16.	2.0106
			8	0.	5.	16.	2.0106
			9	-22.5	5.	16.	2.0106
			10	-45.	5.	16.	2.0106

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z = 0. ; y = 80. (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
 1 | 0. | 396. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps = $\mu_z * y + \mu_y * z + \lambda_m$):

Sol.	μ_z	μ_y	λ_m
1.	-0.00000386528	0.	0.00054414864

Tensioni massime sui materiali:

Cls		Acciaio lento				
sol	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2	-2.5	si	6	264.85	si

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in z = 0. ; y = 80. (baricentro CLS)
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.
 N. | N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata
 1 | 0. | 208. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_s = \mu_{xz} * y + \mu_{yz} * z + \lambda$):

Sol.	μ_{xz}	μ_{yz}	λ
1.	-0.0000203025	0.	.00028581545

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 2	-1.31	si	6	139.11	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	2.50	19.92	OK
Quasi Permanente	1.31	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	264.85	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.4.1.3 Sezione ortogonale all'asse stradale

Si considerano i momenti $M_{Ed, rara} = \pm 605 \text{ kNm/m}$ e $M_{Ed, qp} = \pm 223 \text{ kNm/m}$.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Nome lavoro : 132304
 Nome file : 04b_es_S160cm_mezz_app_orto.VSE
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: kN; cm; kNm; N/mm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 40. ; E = 33642.8 ; Samm = 12.25
 Acciaio : Tipo = B450C ; Samm = 255. ; n = 15 .

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:						
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]	
1- 1	-50.	0.	1	45.	155.	24.	4.5239	
1- 2	-50.	160.	2	22.5	155.	24.	4.5239	
1- 3	50.	160.	3	0.	155.	24.	4.5239	
1- 4	50.	0.	4	-22.5	155.	24.	4.5239	
			5	-45.	155.	24.	4.5239	
			6	45.	5.	24.	4.5239	
			7	22.5	5.	24.	4.5239	
			8	0.	5.	24.	4.5239	
			9	-22.5	5.	24.	4.5239	
			10	-45.	5.	24.	4.5239	

SOLLECITAZIONI AGENTI - RARA

Sforzi normali applicati in z = 0. ; y = 80. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-605.	0.	
2	0.	605.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps = $\mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

Sol.	μ_z	μ_y	lambda
1.	.00000282382	0.	-.00007625385
2.	-.00000282382	0.	.00037555807

Tensioni massime sui materiali:

Cls			Acciaio lento		
sol	vert.	S cls	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-2.57	1	182.4	si
2	1- 3	-2.57	6	182.4	si

SOLLECITAZIONI AGENTI - QP

Sforzi normali applicati in $z = 0.$; $y = 80.$ (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sollecitaz. ultima calcolata
1	0.	-223.	0.	
2	0.	223.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_{uz} * y + \mu_{uy} * z + \lambda_m$):

Sol.	μ_{uz}	μ_{uy}	λ_m
1.	.00000104085	0.	-.00002810679
2.	-.00000104085	0.	.00013842884

Tensioni massime sui materiali:

sol	Cls			Acciaio lento		
	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	-.95	si	1	67.23	si
2	1- 2	-.95	si	6	67.23	si

Risultano:

Tensioni sul calcestruzzo

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	2.57	19.92	OK
Quasi Permanente	0.95	14.94	OK

Tensioni sull'acciaio da C.A.

COMBINAZIONE	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	VERIFICA
Rara	182.40	360	OK

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.4.2 Fessurazione

8.6.4.2.1 Sezione in mezzzeria

Si considera un momento $M_{Ed,req} = 98 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4		PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO)	
		Travi in testa ai pali	
Essendo:			
B =	1000 mm		larghezza sezione
h =	1600 mm		altezza sezione
d =	1536 mm		altezza utile sezione
x =	192.2 mm		distanza asse neutro bordo compresso
c =	64 mm		ricoprimento armatura
$k_1 =$	0.8		coeff.ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 =$	0.5		coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi =$	16 mm		diametro barre
$A_s =$	1005.31 mm ²		area armatura tesa
n°f	5		n° barre
n	1		n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2)$	180 mm	<	$(h-x) / 3$ 469 mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:			
$A_{c,eff} =$	180000 mm ²		area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c,eff} / A_s) =$	336.48 mm		distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:			
$\beta_1 =$	1		coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 =$	0.5		coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u =$	426666667 mm ³		modulo resistente della sezione non fessurata
Classe	C32/40		Classe calcestruzzo
$R_{ck} =$	40 N/mm ²		Resistenza cubica caratteristica
$E_s =$	210000 N/mm ²		modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} =$	1347.39 kNm		momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) =$	970 N/mm ²		tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s =$	65.54 N/mm ²		tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:			
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) - 0.03384$			$(\epsilon_{sm \min} = (0,4 \sigma_s / E_s) =$ 0.000125)
Il valore medio di apertura della fessura vale:			
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} =$	0.042 mm		
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta =$	1.7		pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m =$	0.071 mm	<	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.4.2.2 Sezione agli appoggi

Si considera un momento $M_{Ed, freq} = -270$ kNm/m.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Travi in testa ai pali
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 1600 mm	altezza sezione
d = 1536 mm	altezza utile sezione
x = 192.2 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff. ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 16$ mm	diametro barre
$A_s = 1005.31$ mm ²	area armatura tesa
n°f = 5	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 180$ mm <	$(h-x) / 3 = 469$ mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c, eff} = 180000$ mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c, eff} / A_s) = 336.48$ mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 426666667$ mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40$ N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 1347.39$ kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 970$ N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 180.58$ N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = -0.01153$	$(\epsilon_{sm \min} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000344)$
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.116$ mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.7$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.197$ mm <	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

8.6.4.2.3 Sezione ortogonale all'asse stradale

Si considera un momento $M_{Ed, freq} = \pm 370$ kNm/m.

VERIFICA A FESSURAZIONE secondo EC2 4.4.2.4	PONTE SUL TORRENTE LEMINA - VIGONE (TO) Travi in testa ai pali
Essendo:	
B = 1000 mm	larghezza sezione
h = 1600 mm	altezza sezione
d = 1536 mm	altezza utile sezione
x = 192.2 mm	distanza asse neutro bordo compresso
c = 64 mm	ricoprimento armatura
$k_1 = 0.8$	coeff. ferro (0.8 aderenza migliorata 1,6 barre lisce)
$k_2 = 0.5$	coeff. (0.5 fless. semplice 1.0 trazione pura)
$\phi = 24$ mm	diametro barre
$A_s = 2261.95$ mm ²	area armatura tesa
n°f = 5	n° barre
n = 1	n° strati
$d_{eff} = 2.5(c+f_i/2) = 190$ mm <	$(h-x) / 3 = 469$ mm condizione da rispettare nel caso di n=1
risulta:	
$A_{c, eff} = 190000$ mm ²	area efficace di calcestruzzo entro la quale l'acciaio influenza l'apertura delle fessure
$s_{rm} = 50 + (0,25 k_1 k_2 \phi A_{c, eff} / A_s) = 251.60$ mm	distanza media fra le fessure in corrispondenza del baricentro della armatura all'interno dell'area efficace
ed essendo inoltre:	
$\beta_1 = 1$	coeff. ferro (1.0 aderenza migliorata, 0.5 barre lisce)
$\beta_2 = 0.5$	coeff. (1.0 se prima applicazione o azione di breve durata, 0.5 se azioni cicliche o di lunga durata)
$W_u = 426666667$ mm ³	modulo resistente della sezione non fessurata
Classe C32/40	Classe calcestruzzo
$R_{ck} = 40$ N/mm ²	Resistenza cubica caratteristica
$E_s = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio
$M_r = W_u * f_{ctm} = 1347.39$ kNm	momento di fessurazione del calcestruzzo corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione
$\sigma_{sr} = M_r / (A_s * 0.9 * d) = 431$ N/mm ²	tensione dell'acciaio relativa al momento di fessurazione
$\sigma_s = 111.55$ N/mm ²	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di carico considerata
si ricava l'allungamento medio dell'acciaio:	
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2) = -0.00343$	$(\epsilon_{sm \min} = (0,4 \sigma_s / E_s) = 0.000212)$
Il valore medio di apertura della fessura vale:	
$w_m = s_{rm} * \epsilon_{sm} = 0.053$ mm	
ed il valore caratteristico, ponendo $\beta = 1.7$	pari a 1,7 o 1,3 (interpolazione per s fra 800 mm e 300 mm)
$w_k = \beta w_m = 0.091$ mm <	0.200 mm (valore ammissibile)

VERIFICA SODDISFATTA

9. PALI DI FONDAZIONE

Si riportano le verifiche condotte per i pali di fondazione. Per informazioni su geometrie, armature e caratteristiche dei materiali, si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

Le azioni sui pali sono determinate amplificando le sollecitazioni di calcolo di un fattore pari a 1.10, in coerenza con quanto previsto al §7.2.5 del D.M. 17 gennaio 2018.

9.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

Portata di base

Il calcolo della portata di base viene effettuato col metodo AGI.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" pubblicate dall'AGI nel 1984 contengono le indicazioni per il calcolo della capacità portante di pali di fondazione in terreni sciolti e coesivi, per pali infissi e trivellati.

Per terreni sciolti, il metodo si basa sui fattori adimensionali di capacità portante N_c e N_q , funzione dell'angolo di resistenza al taglio φ' , e sulla tensione verticale efficace σ'_v agente alla profondità della base z_b .

$$q_{lim} = N_c c' + N_q \sigma'_v \text{ (terreno non coesivo)}$$

Portata laterale

Il calcolo della portata per attrito laterale viene effettuato col metodo AGI.

Per terreni sciolti, l'attrito laterale è valutato in termini di tensioni efficaci, in funzione di un coefficiente di spinta orizzontale k , dell'angolo di attrito palo-terreno μ e della tensione verticale efficace σ'_v .

Viene inoltre valutata la profondità critica z_c oltre cui l'attrito rimane costante, secondo il diametro del palo.

$$f_{s,lim} = \mu k \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

Modulo di reazione orizzontale

Il calcolo del modulo di reazione orizzontale viene effettuato col metodo Lineare.

Il valore del modulo di reazione orizzontale varia linearmente con la quota, e viene calcolato come somma di un termine costante (A) più un coefficiente (B) moltiplicato per l'approfondimento (z) sotto il piano campagna.

Resistenza trasversale

Il calcolo della resistenza trasversale laterale viene effettuato col metodo Broms.

La teoria pubblicata da Broms nel 1964 propone due approcci differenti per terreni coesivi e non coesivi. Per terreni sciolti, propone una distribuzione di resistenza ultima pari a tre volte la pressione di resistenza passiva valutata secondo la teoria di Rankine, $p_i = 3K_p \sigma'_v$.

$$p_{lim} = 3 K_p \sigma'_{v0} \text{ (terreno non coesivo)}$$

9.2 COORDINATE DEI PALI

La palificata risulta costituita da n.8+8 pali di diametro 80cm e lunghezza 10m. Per ulteriori chiarimenti ed approfondimenti in merito, si rimanda agli elaborati grafici dedicati. Segue il prospetto riepilogativo con le coordinate dei baricentri:

Punto	X[cm]	Y[cm]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	90	635	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N22
PM2	90	1055	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N10
PM3	90	215	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N34
PM4	90	915	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N14
PM5	90	775	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N18
PM6	90	495	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N26
PM7	90	355	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N30
PM8	90	75	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N38
PM9	970	635	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N23
PM10	970	1055	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N11
PM11	970	215	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N35
PM12	970	915	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N15
PM13	970	775	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N19
PM14	970	495	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N27
PM15	970	355	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N31
PM16	970	75	C1	0	0	Impedita	S1	-	-	N39

9.3 STRATIGRAFIA

Segue il prospetto riepilogativo con i parametri del terreno adottati per le analisi:

T1	Riporto				
	SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	c'_k [N/mm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [N/mm ²]	$q_{u,k}$ [N/mm ²]
19	21	0	0	0	0
E_s [N/mm ²]	G_s [N/mm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
25	10	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T2	Sabbia limosa				
	SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	c'_k [N/mm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [N/mm ²]	$q_{u,k}$ [N/mm ²]
19	21.5	0	32	0	0
E_s [N/mm ²]	G_s [N/mm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
25	10	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T3	Sabbia ghiaiosa				
	SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	c'_k [N/mm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [N/mm ²]	$q_{u,k}$ [N/mm ²]
18	19	0	32	0	0
E_s [N/mm ²]	G_s [N/mm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
25	10	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					
T4	Ghiaia con sabbia				
	SW - Sabbie a granulometria ben assortita o sabbie ghiaiose con frazione fine scarsa o assente				
γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	c'_k [N/mm ²]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [N/mm ²]	$q_{u,k}$ [N/mm ²]
20	21	0	32	0	0
E_s [N/mm ²]	G_s [N/mm ²]	V_s [m/s]	Liquefazione		
25	10	300	Questo terreno non è suscettibile di liquefazione.		
Descrizione: Terreno sabbioso.					

9.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Seguono le combinazioni adottate per l'analisi delle sollecitazioni:

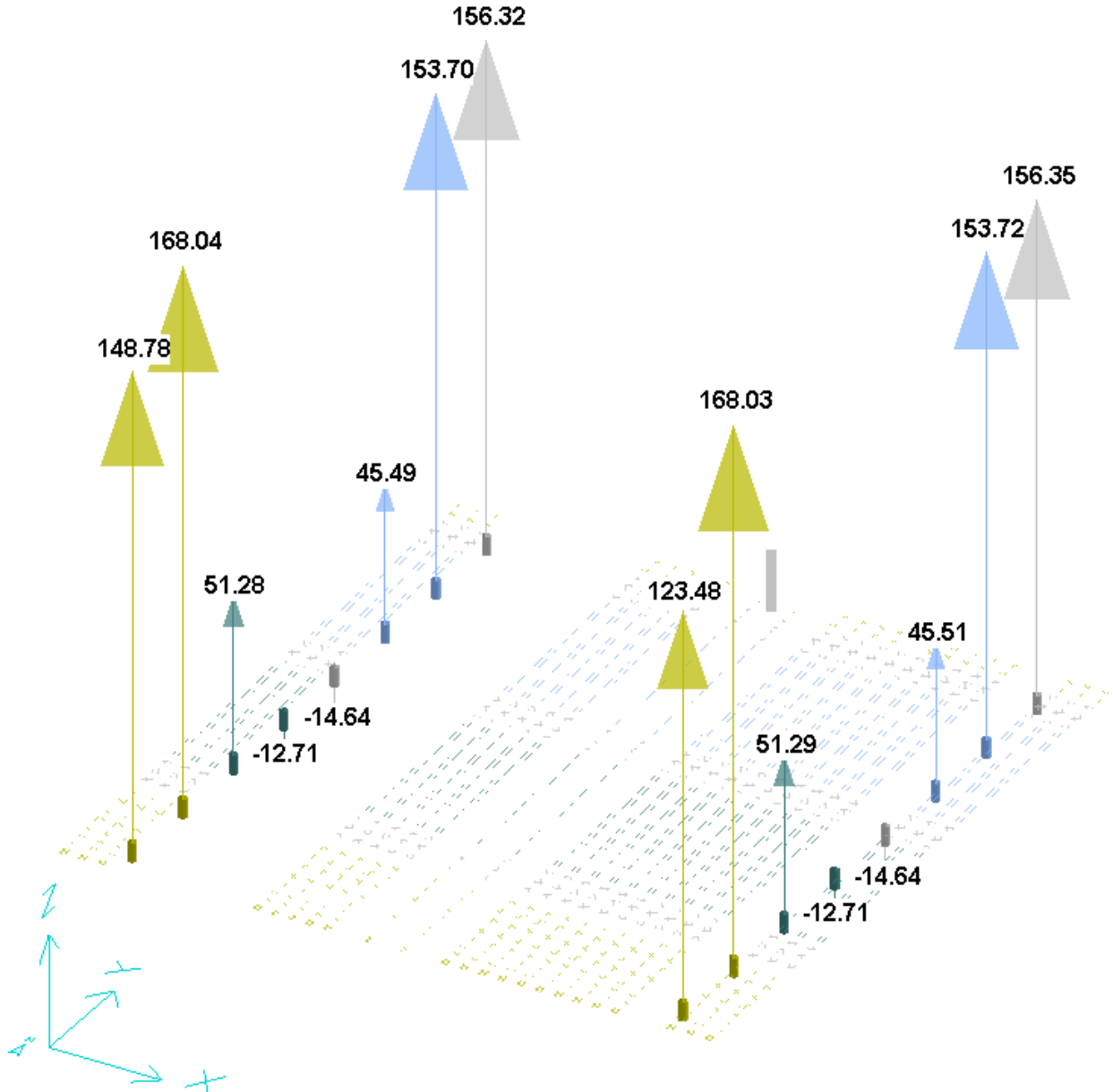
Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1	1	SLU	No	4	Caso 1
C2	2	SLU	No	2	Caso 2
C3	3	SLU	No	4	Caso 3
C4	4	SLU	No	2	Caso 4
C5	5	SLU	No	4	Caso 5
C6	6	SLU	No	2	Caso 6
C7	7	SLU	No	4	Caso 7
C8	8	SLU	No	2	Caso 8
C9	9	SLU	No	4	Caso 9
C10	10	SLU	No	2	Caso 10
C11	11	SLU	No	8	Caso 11
C12	12	SLU	No	4	Caso 12
C13	13	SLU	No	8	Caso 13
C14	14	SLU	No	8	Caso 14
C15	15	SLU	No	4	Caso 15
C16	16	SLU	No	4	Caso 16
C17	17	SLU	No	2	Caso 17
C18	18	SLU	No	2	Caso 18
C19	19	SLU	No	4	Caso 19
C20	20	SLU	No	2	Caso 20
C21	21	SLU	No	2	Caso 21
C22	22	SLU	No	1	Caso 22
C23	53	SLV	Si	16	SLU SISMAX
C24	54	SLV	Si	16	SLU SISMAX
C25	55	SLD	Si	16	SLD SISMAX
C26	56	SLD	Si	16	SLD SISMAX
C27	23	Rara	No	4	Caso 23
C28	24	Rara	No	2	Caso 24
C29	25	Rara	No	4	Caso 25
C30	26	Rara	No	2	Caso 26
C31	27	Rara	No	4	Caso 27
C32	28	Rara	No	2	Caso 28
C33	29	Rara	No	4	Caso 29
C34	30	Rara	No	2	Caso 30
C35	31	Rara	No	4	Caso 31
C36	32	Rara	No	2	Caso 32

C37	33	Rara	No	4	Caso 33
C38	34	Rara	No	2	Caso 34
C39	35	Rara	No	4	Caso 35
C40	36	Rara	No	2	Caso 36
C41	37	Rara	No	4	Caso 37
C42	38	Rara	No	4	Caso 38
C43	39	Rara	No	2	Caso 39
C44	40	Rara	No	2	Caso 40
C45	41	Freq	No	2	Caso 41
C46	42	Freq	No	1	Caso 42
C47	43	Freq	No	2	Caso 43
C48	44	Freq	No	1	Caso 44
C49	45	Freq	No	2	Caso 45
C50	46	Freq	No	1	Caso 46
C51	47	Freq	No	2	Caso 47
C52	48	Freq	No	1	Caso 48
C53	49	QPerm	No	2	Caso 49
C54	50	QPerm	No	1	Caso 50

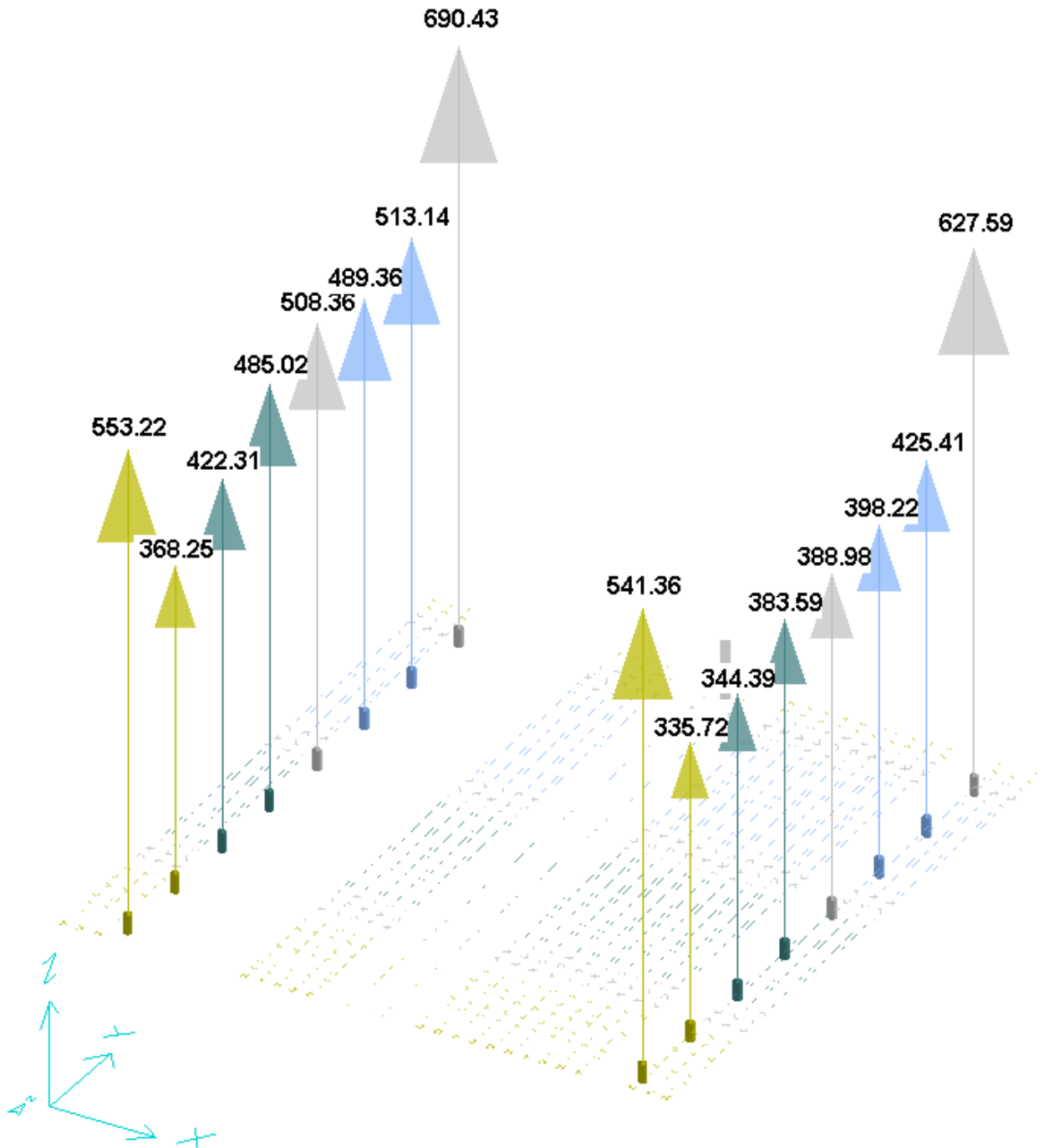
9.5 REAZIONI VINCOLARI IN FASE STATICA

Seguono i valori delle reazioni vincolari massime e minime corrispondenti alle sollecitazioni in testa ai pali, per le combinazioni delle azioni a SLU (casi da 1 a 22).

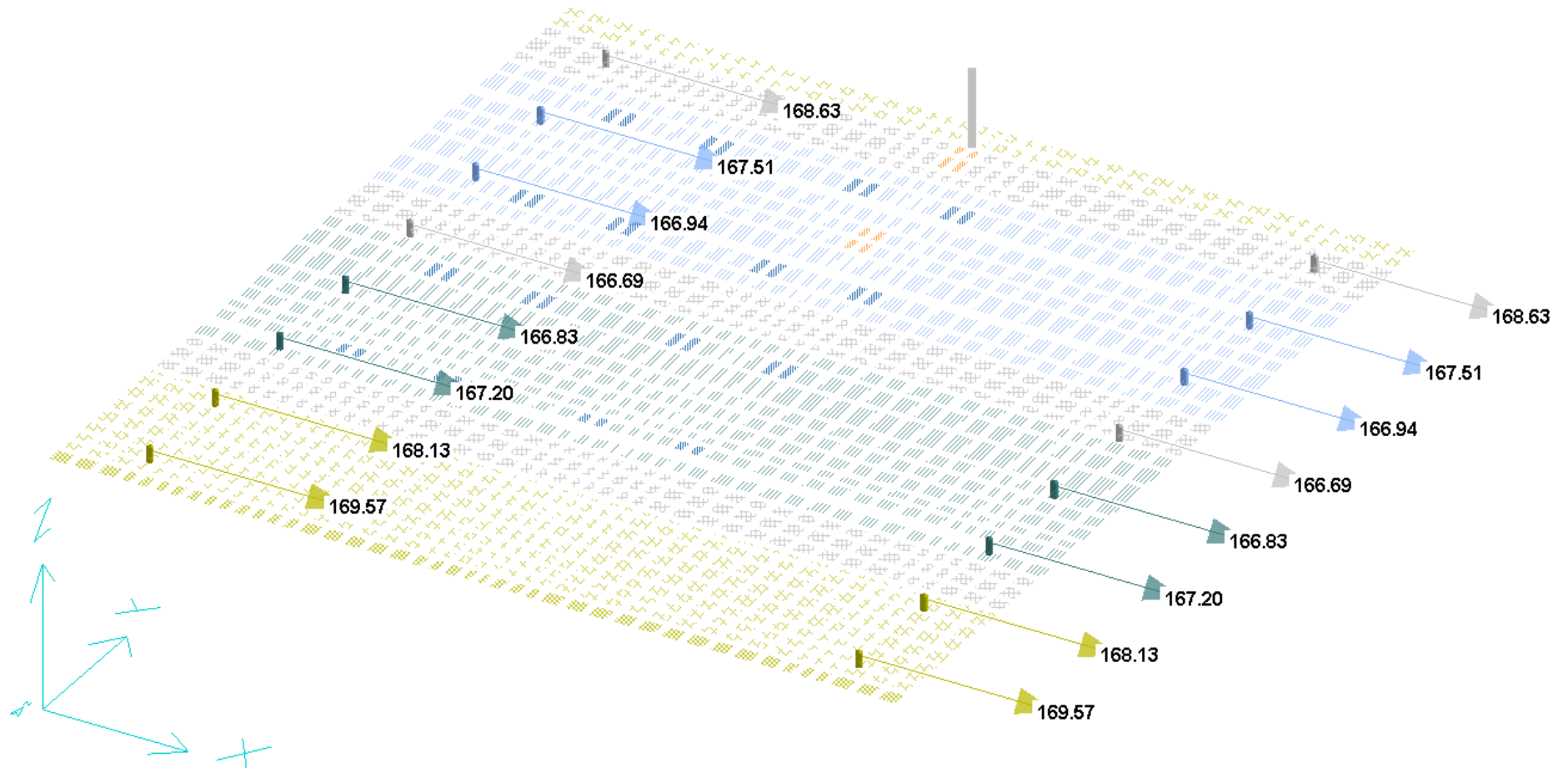
Reazioni verticali minime [kN]



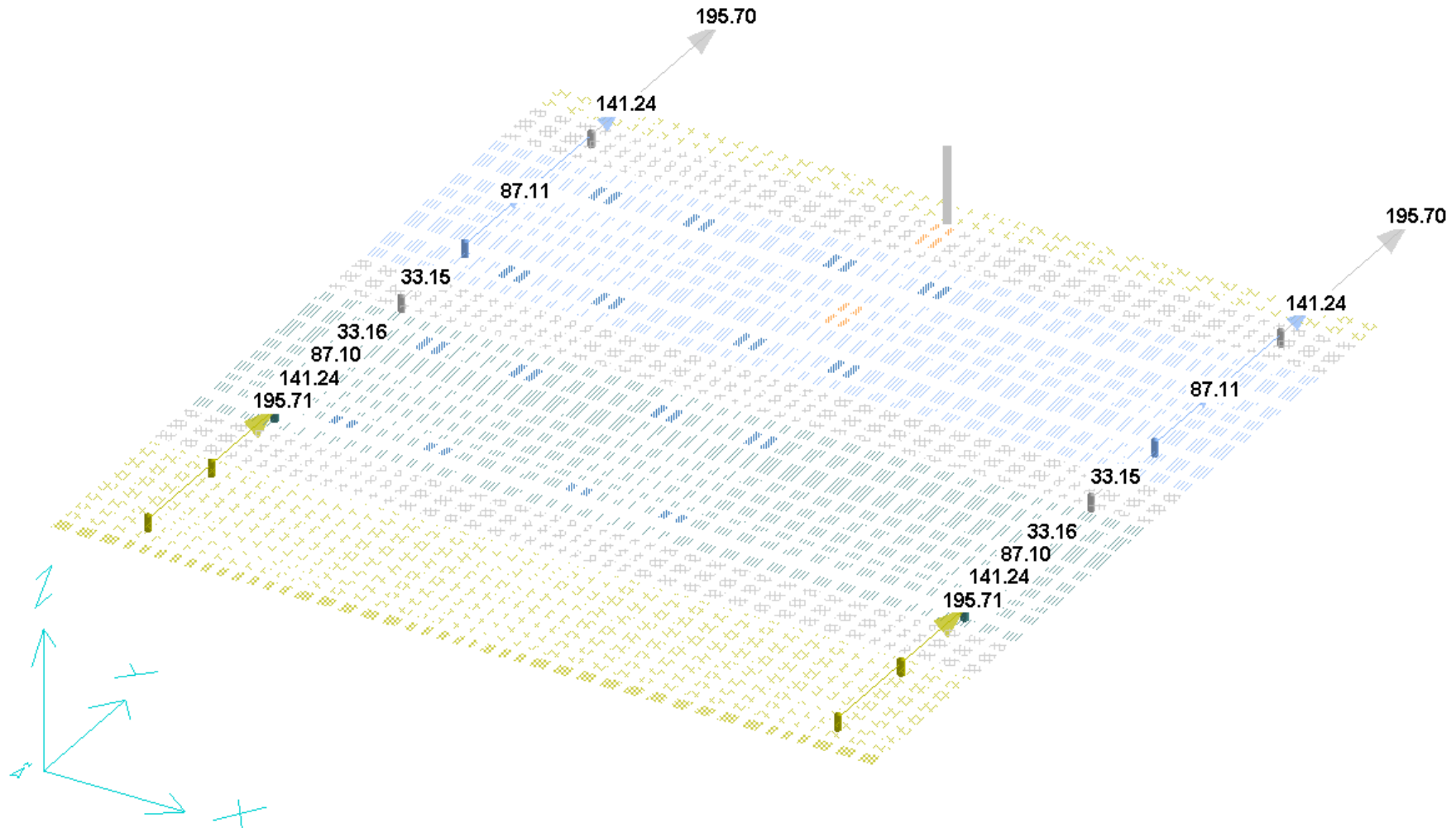
Reazioni verticali massime [kN]



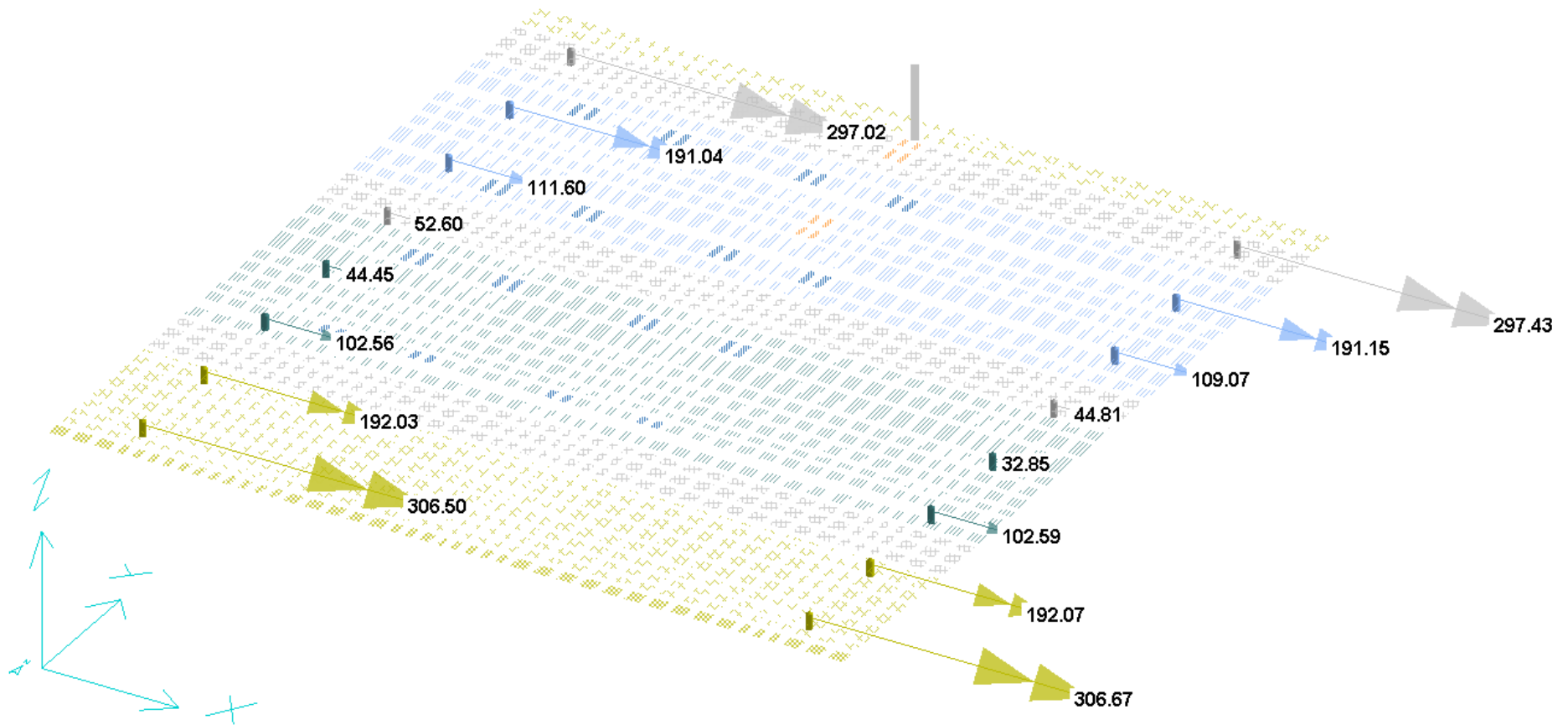
Reazioni orizzontali massime in direzione X globale [kN]



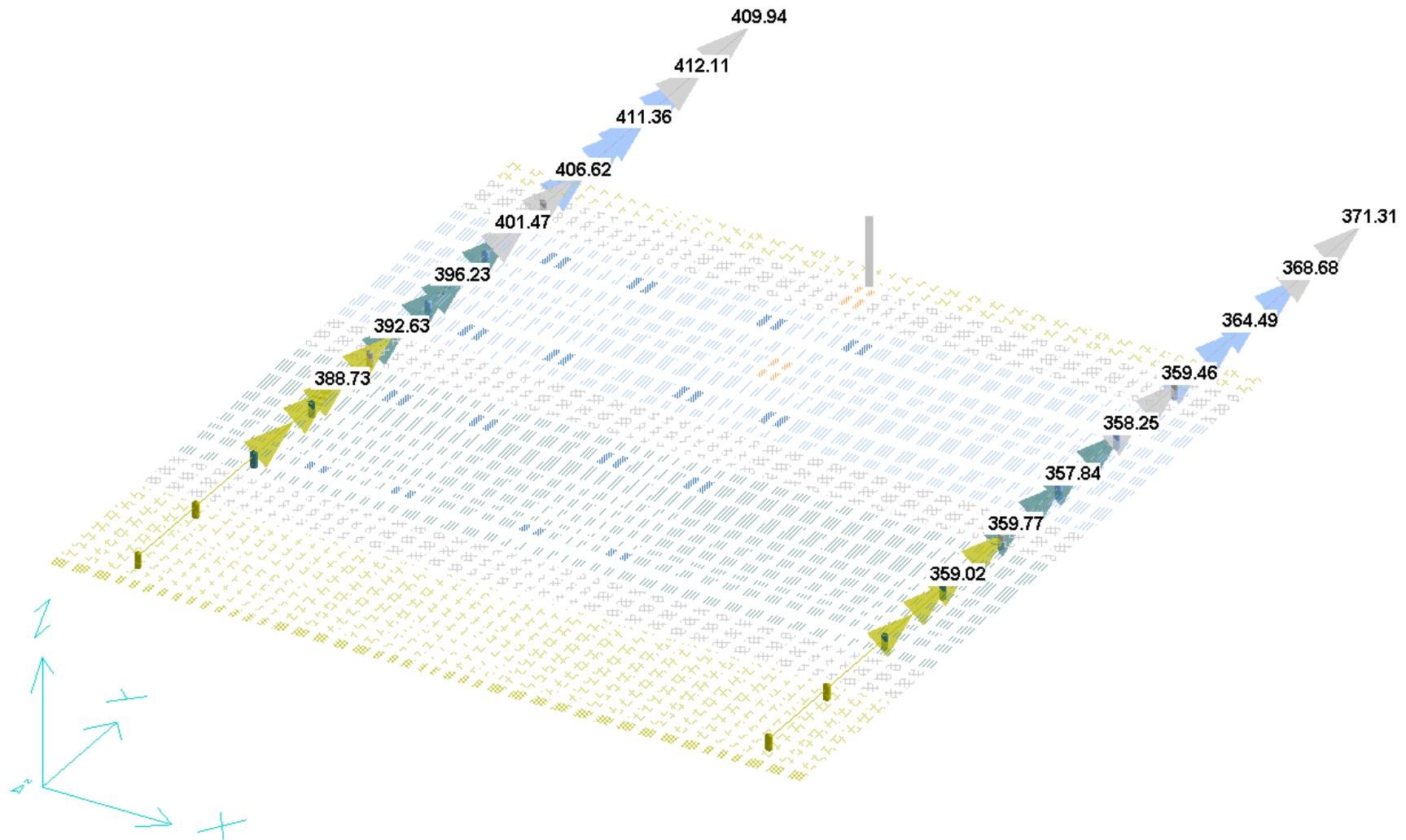
Reazioni orizzontali massime in direzione Y globale [kN]



Coppie massime attorno l'asse X globale [kNm]



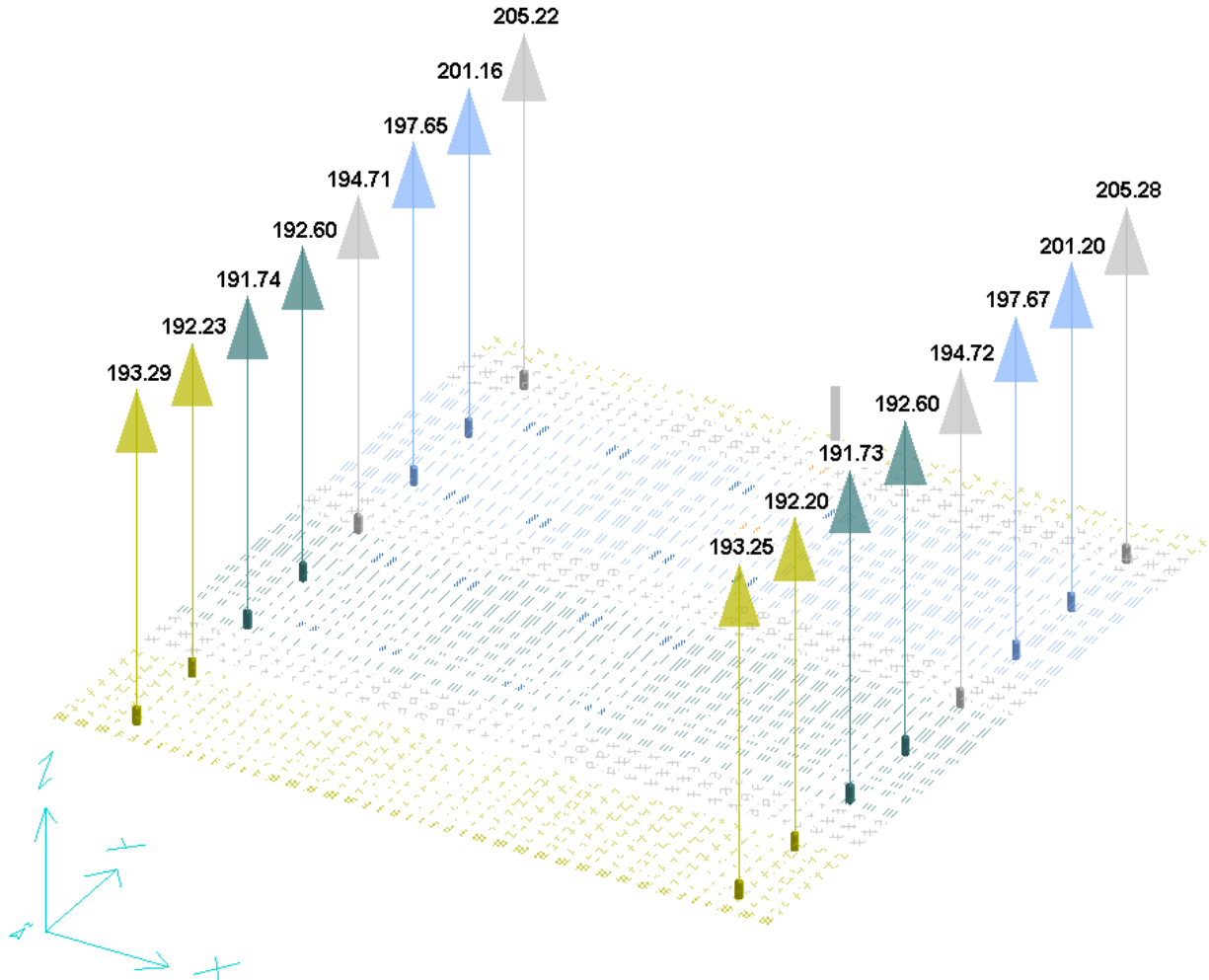
Coppie massime attorno l'asse Y globale [kNm]



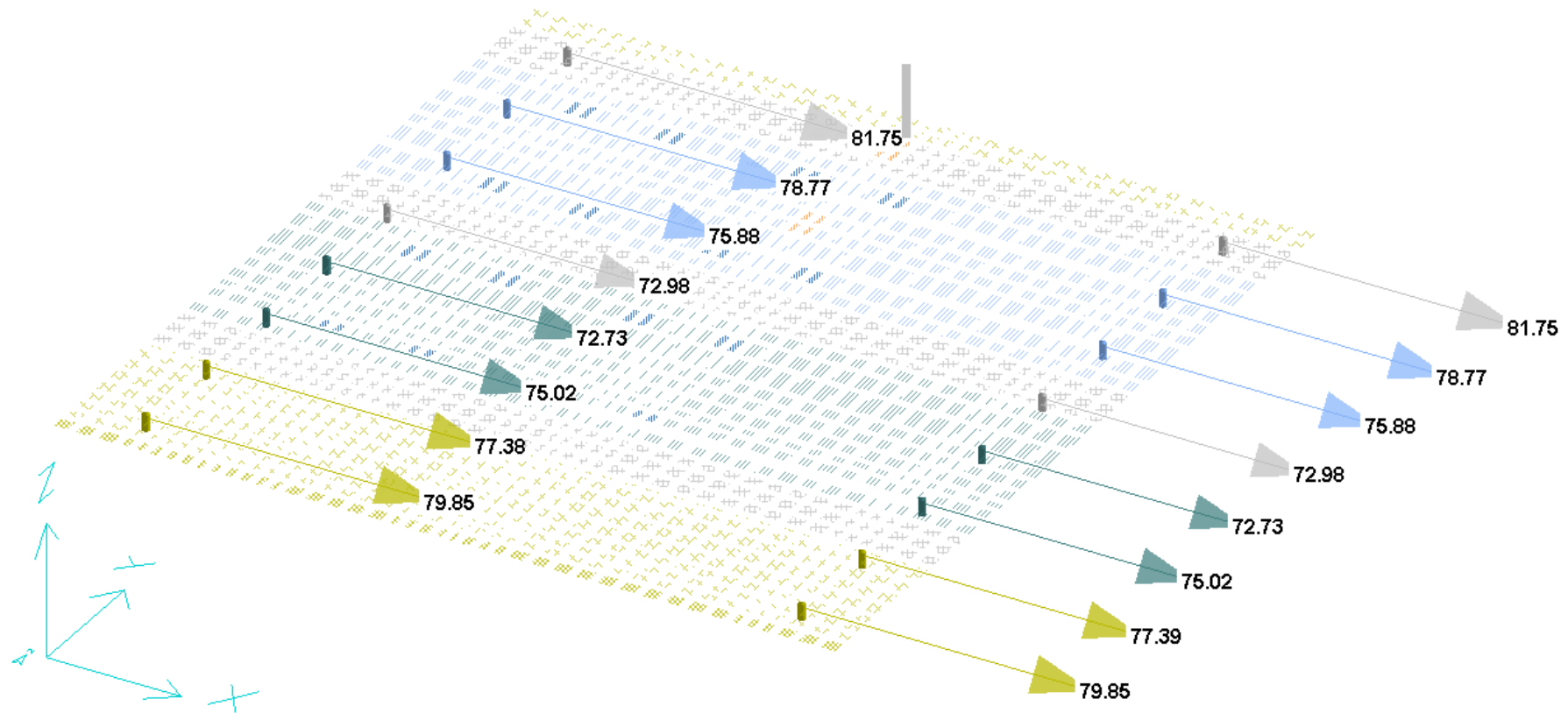
9.6 REAZIONI VINCOLARI IN FASE SISMICA

Seguono i valori delle reazioni vincolari massime e minime corrispondenti alle sollecitazioni in testa ai pali, per le combinazioni delle azioni a SLV (casi da 53 a 54).

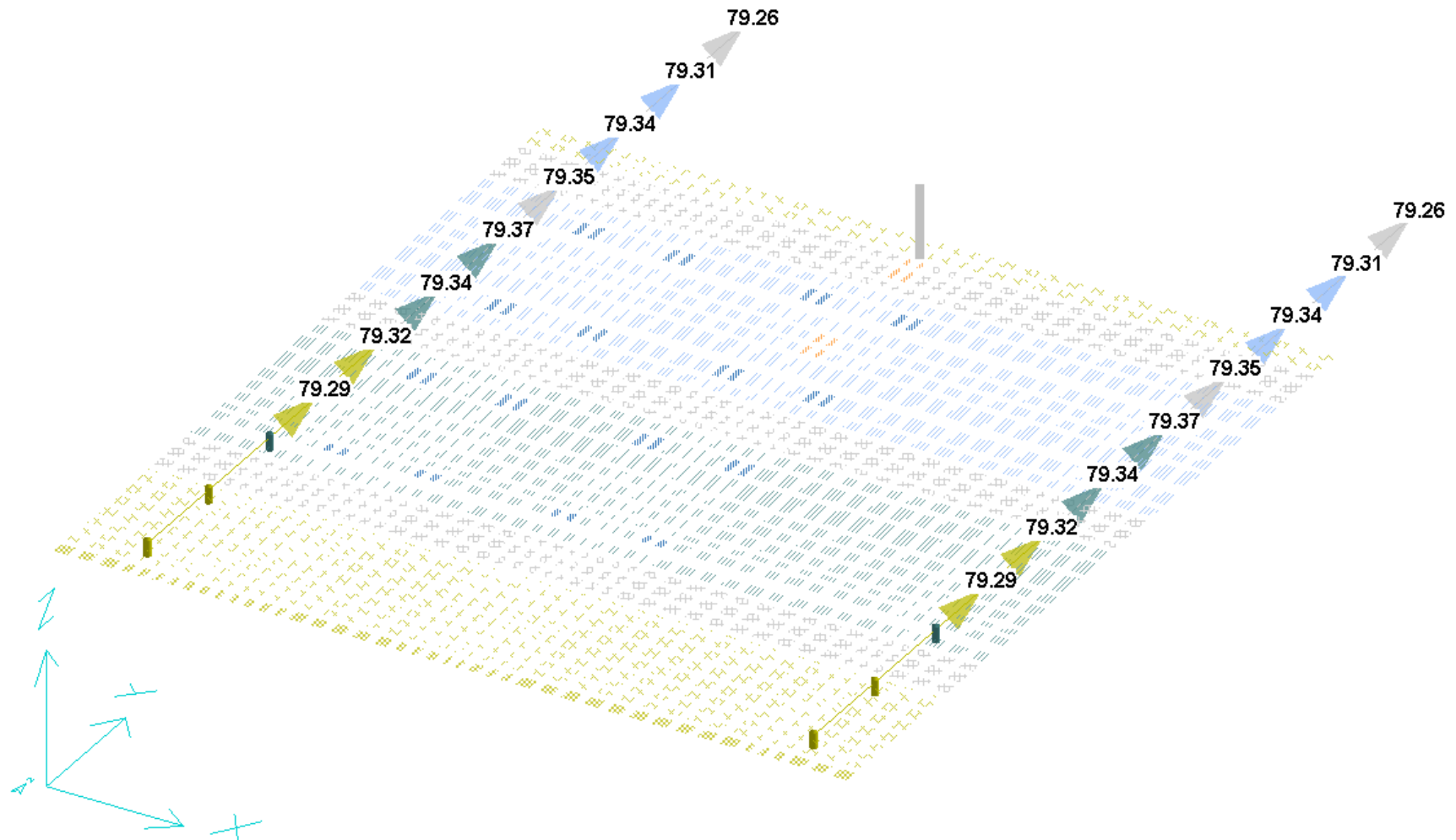
Reazioni verticali massime [kN]



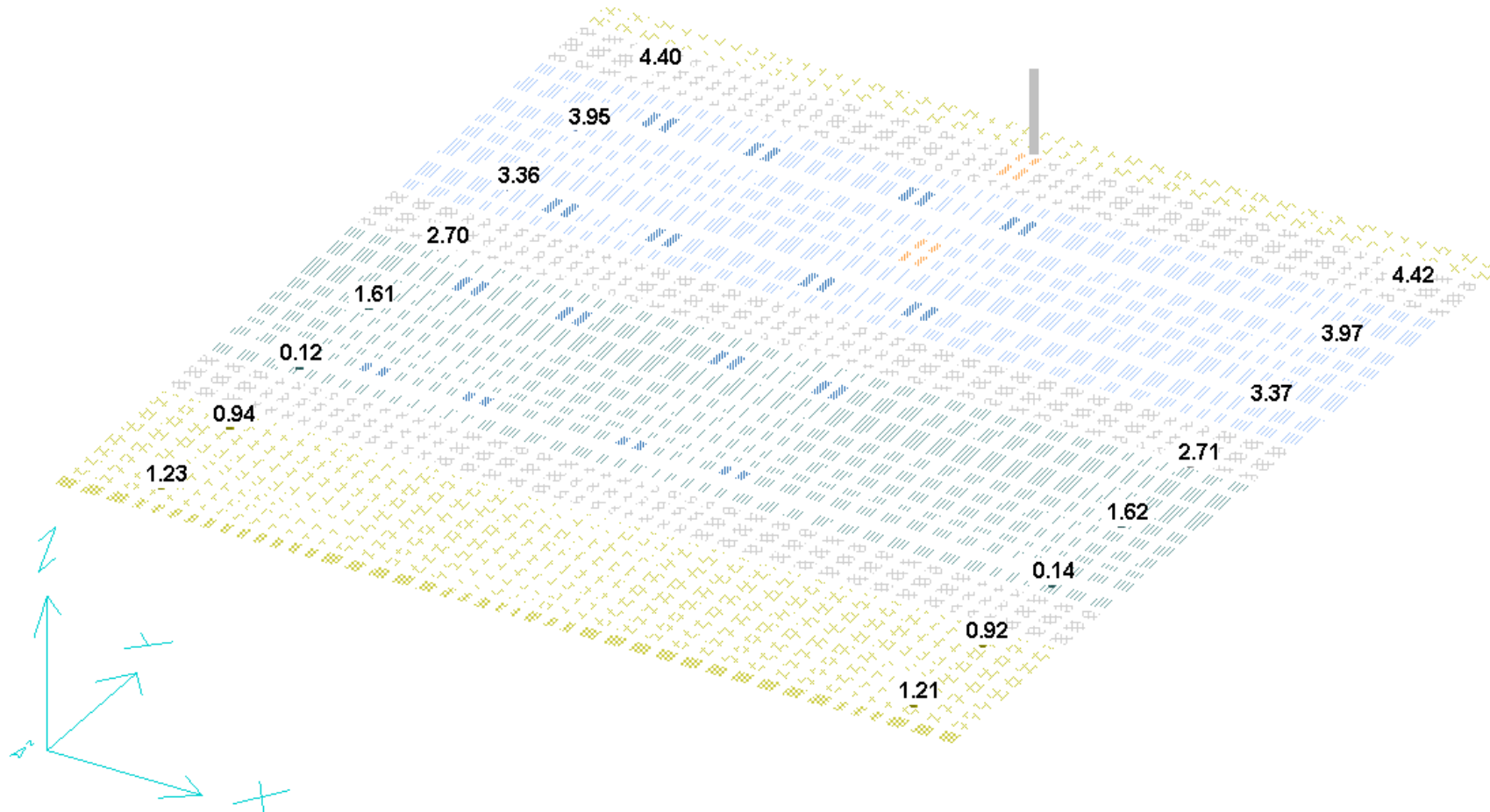
Reazioni orizzontali massime in direzione X globale [kN]



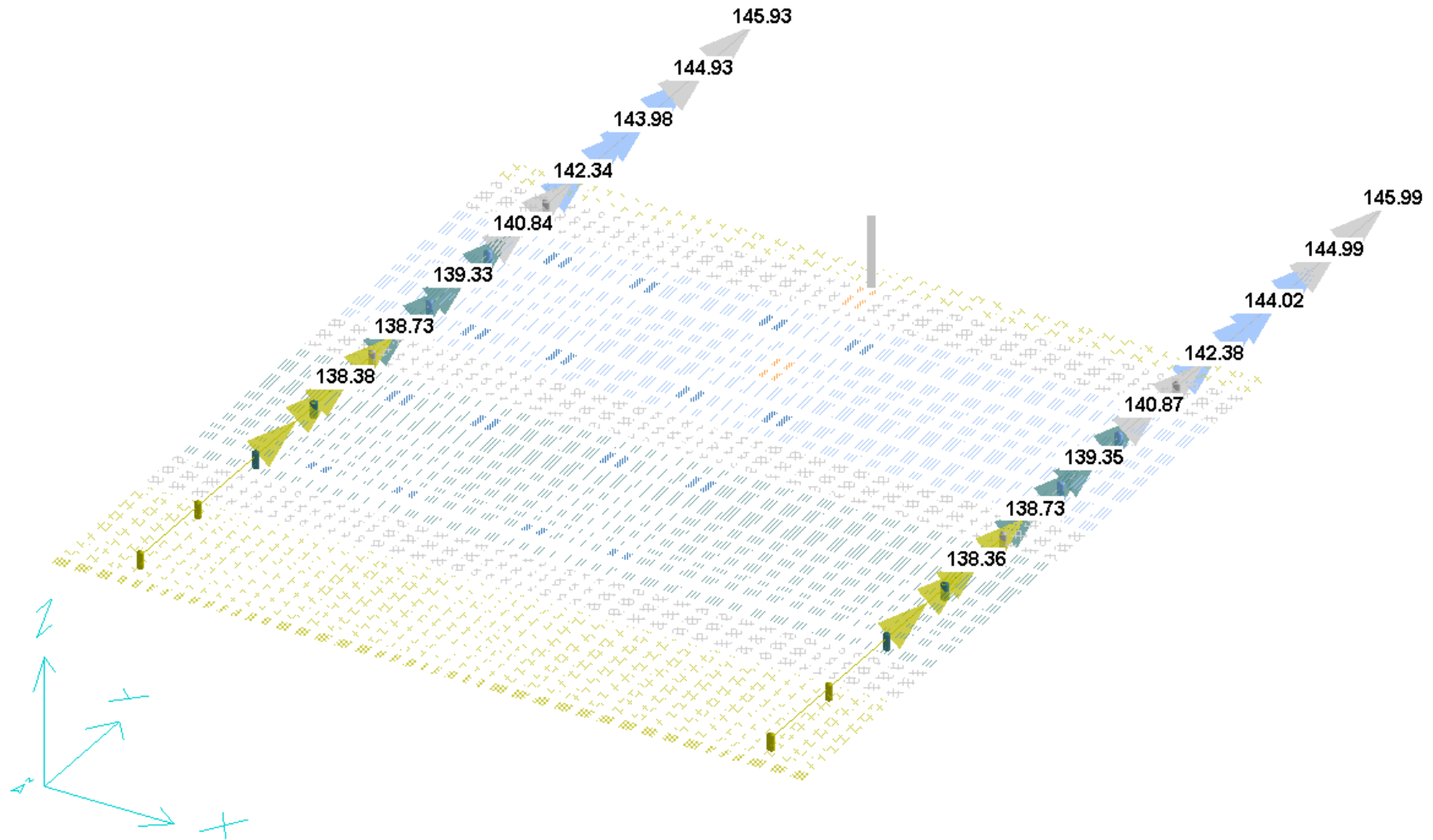
Reazioni orizzontali massime in direzione Y globale [kN]



Coppie massime attorno l'asse X globale [kNm]



Coppie massime attorno l'asse Y globale [kNm]

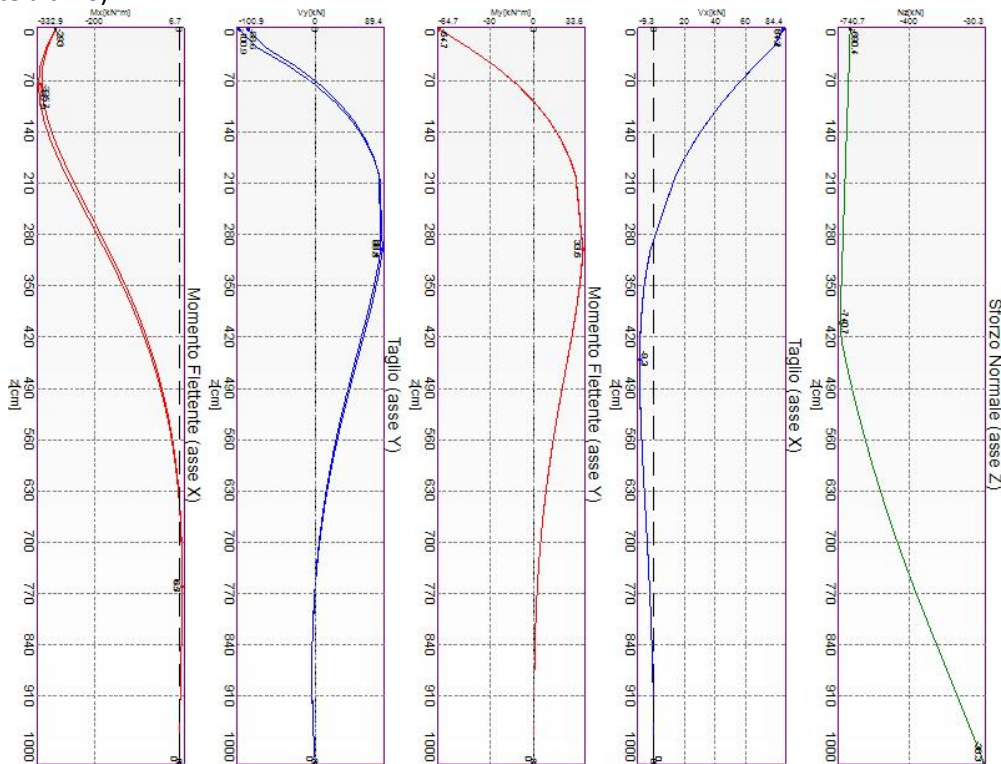


9.7 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

9.7.1 SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C18** (Stato limite ultimo).

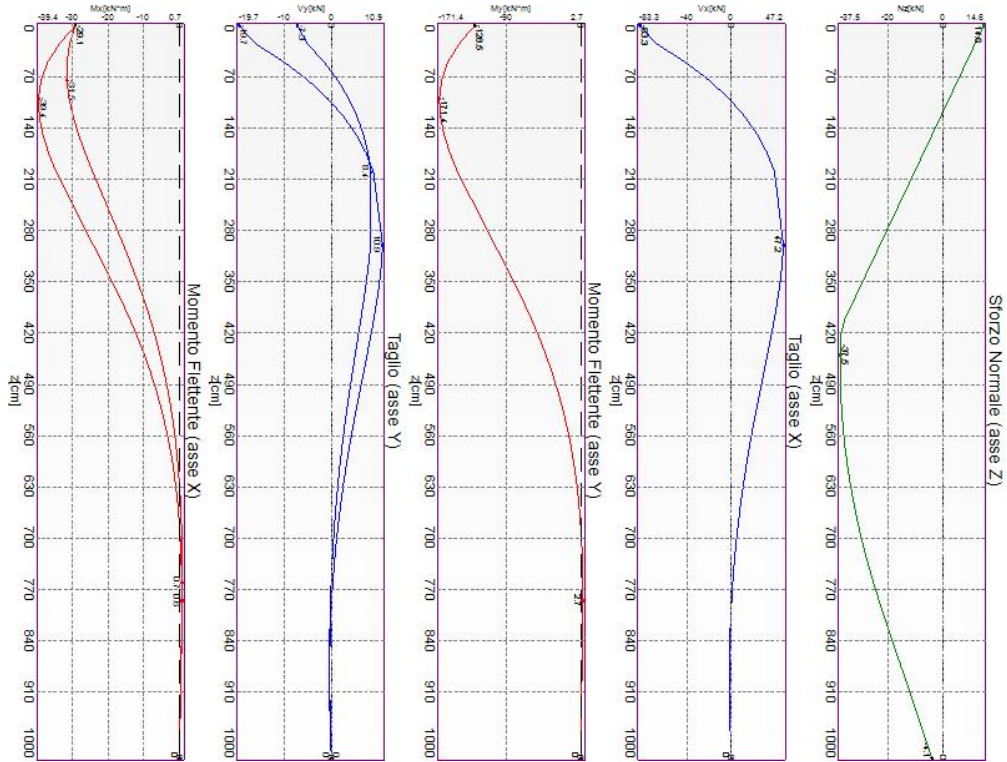


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C18)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM2, caso C18)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-690.4321	-84.3698÷-84.1514	88.5628÷100.9447	-292.9572	64.6579	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C18)					
z_{loc} [cm]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-690.4321	131.5602	300.0076		
0	-690.4321	131.5602	300.0076		
25	-693.5737	108.9014	318.1215		
50	-696.7153	74.2405	329.7597		
75	-699.8569	54.7326	333.1184		
100	-702.9985	54.489	329.4279		
125	-706.1401	62.674	319.9606		

150	-709.2817	72.2833	305.9314
175	-712.4232	80.3581	288.4526
200	-715.5648	86.6045	268.5154
300	-728.1312	89.4123	179.6447
325	-731.2728	85.8038	157.9964
350	-734.4144	81.1313	137.3585
375	-737.556	75.6796	117.9724
400	-740.6976	69.6985	100.0101
400	-740.6976	69.6985	100.0101
425	-733.083	63.4033	83.5846
450	-714.108	56.9763	68.7593
475	-693.8987	50.5689	55.5573
500	-672.4573	44.3044	43.9705
525	-649.786	38.2811	33.9694
550	-625.8867	32.5752	25.5143
575	-600.761	27.2443	18.5727
600	-574.4106	22.3301	13.146
625	-546.8364	17.8622	9.3074
650	-518.0397	13.8625	7.2308
660	-506.1789	12.3979	6.9466
660	-506.1789	12.3979	6.9466
685	-475.7046	9.0877	6.8632
710	-444.0747	6.3138	7.1073
735	-411.2893	4.1754	7.2433
760	-377.348	2.9226	7.1093
785	-342.2503	2.91	6.6815
810	-306.2314	3.4126	5.9982
835	-269.8799	3.9072	5.1451
850	-248.0784	4.1065	4.562
850	-248.0784	4.1065	4.562
875	-211.7562	4.2222	3.5279
900	-175.4489	4.0592	2.4889
925	-139.1541	3.561	1.5303
950	-102.8692	2.7207	0.7382
975	-66.5915	1.5346	0.1991
1000	-30.3185	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, si ottengono nel punto maglia **PM9**, nel caso di carico **C20** (Stato limite ultimo).

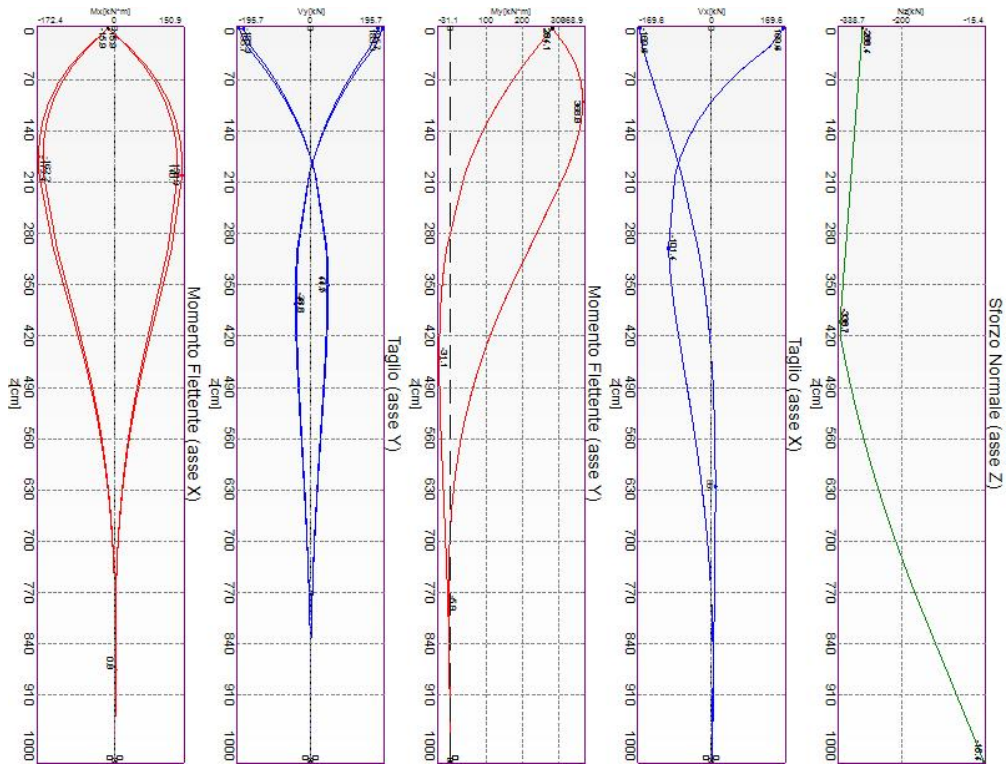


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM9, caso C20)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM9, caso C20)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
14.6439	83.337÷83.3489	7.2704÷19.6736	-29.1441	128.4618	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM9, caso C20)					
z_{loc} [cm]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	14.6439	85.6393	131.7263		
0	14.6439	85.6393	131.7263		
25	11.5023	69.9675	151.1268		
50	8.3607	43.2319	165.1835		
75	5.2191	20.7689	173.0977		
100	2.0775	4.2612	175.8927		
125	-1.0641	13.677	174.5005		
150	-4.2057	25.001	169.7598		
175	-7.3472	33.7509	162.4171		
200	-10.4888	40.2561	153.1288		
300	-23.0552	48.4665	106.7427		
325	-26.1968	47.3736	94.7441		

350	-29.3384	45.4893	83.1218
375	-32.48	43.0025	72.0496
400	-35.6216	40.078	61.657
400	-35.6216	40.078	61.657
425	-37.3103	36.858	52.0352
450	-37.4622	33.4631	43.2425
475	-37.4447	29.9947	35.3097
500	-37.2581	26.5362	28.2443
525	-36.9026	23.1552	22.0351
550	-36.3782	19.9051	16.6558
575	-35.6851	16.8269	12.0683
600	-34.8235	13.9513	8.2255
625	-33.7935	11.2997	5.074
650	-32.595	8.8863	2.5559
660	-32.0685	7.9897	1.7126
660	-32.0685	7.9897	1.7126
685	-30.639	5.9224	0.497
710	-29.0503	4.105	1.3865
735	-27.3023	2.5362	2.1532
760	-25.3951	1.2125	2.5871
785	-23.3287	0.2318	2.7317
810	-21.1352	0.7667	2.6422
835	-18.895	1.3604	2.3798
850	-17.5514	1.6158	2.1578
850	-17.5514	1.6158	2.1578
875	-15.3132	1.8712	1.7186
900	-13.0761	1.9201	1.2402
925	-10.8399	1.7557	0.7763
950	-8.6045	1.3802	0.38
975	-6.3697	0.7948	0.1037
1000	-4.1353	0	0

I massimi valori di **Taglio (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM16**, nel caso di carico **C15** (Stato limite ultimo).

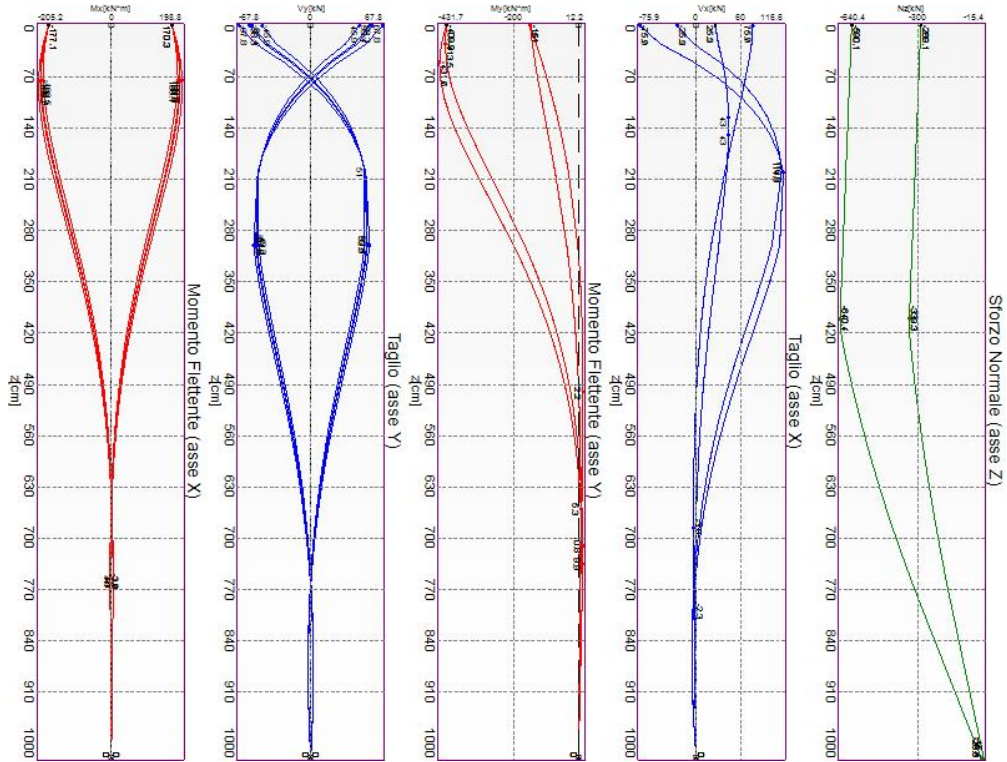


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM16, caso C15)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM16, caso C15)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-288.424	-169.5691÷169.5691	-195.7125÷195.7125	-15.8626	-284.0884	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM16, caso C15)					
z_{loc} [cm]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-288.424	258.9538	284.5309		
0	-288.424	258.9538	284.5309		
25	-291.5656	239.0641	328.2531		
50	-294.7072	203.0012	363.7253		
75	-297.8488	171.0373	386.555		
100	-300.9904	143.1604	397.897		
125	-304.132	119.3168	399.3535		
150	-307.2736	99.4187	392.606		
175	-310.4151	83.3362	379.269		
200	-313.5567	87.1482	360.8274		
300	-326.1231	110.5319	260.1864		
325	-329.2647	109.2172	232.9703		

350	-332.4063	105.9202	206.2904
375	-335.5479	101.063	180.605
400	-338.6895	95.0271	156.2668
400	-338.6895	95.0271	156.2668
425	-336.3793	88.1493	133.5359
450	-328.3097	80.7218	112.5922
475	-319.6131	72.994	93.5472
500	-310.2904	65.1755	76.4553
525	-300.3427	57.4391	61.3243
550	-289.7709	49.9245	48.1257
575	-278.5758	42.7427	37.4191
600	-266.7581	35.9789	31.853
625	-254.3184	29.6974	26.888
650	-241.2572	23.9452	22.5045
660	-235.8588	21.8002	20.9074
660	-235.8588	21.8002	20.9074
685	-221.9448	16.8436	17.2856
710	-207.4432	12.6307	14.1597
735	-192.3542	10.7787	11.483
760	-176.6776	9.1242	9.2053
785	-160.4131	7.6701	7.2757
810	-143.6802	6.4115	5.7065
835	-126.7776	5.3337	5.149
850	-116.6405	4.7636	4.6831
850	-116.6405	4.7636	4.6831
875	-99.7517	4.0407	3.7534
900	-82.87	4.1674	2.7262
925	-65.9942	3.8471	1.717
950	-49.123	3.0526	0.8451
975	-32.2552	1.7723	0.2318
1000	-15.3898	0	0

I massimi valori di **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C14** (Stato limite ultimo).



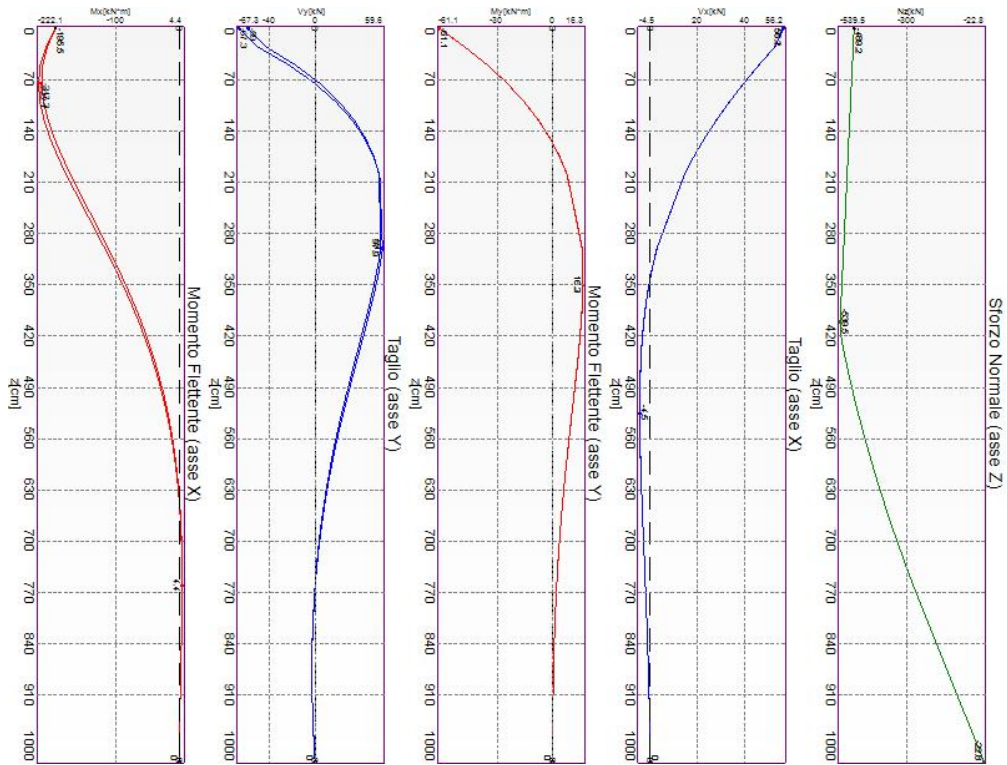
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C14)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM2, caso C14)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-590.089÷-289.0597	-75.8769÷75.8769	-67.7965÷67.7965	-177.1421÷170.3032	150.9779÷409.938	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C14)					
z_{loc} [cm]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-590.089÷-289.0597	101.753	443.9058		
0	-590.089÷-289.0597	101.753	443.9058		
25	-593.2306÷-292.2013	90.6806	463.9832		
50	-596.3722÷-295.3429	74.6142	473.7079		
75	-599.5138÷-298.4845	65.393	471.7927		
100	-602.6554÷-301.6261	82.4661	460.5062		
125	-605.797÷-304.7677	100.2243	441.8823		
150	-608.9386÷-307.9093	112.7119	417.7193		
175	-612.0801÷-311.0508	120.5492	389.5861		
200	-615.2217÷-314.1924	126.923	358.8335		
300	-627.7881÷-326.7588	123.9395	229.8116		
325	-630.9297÷-329.9004	117.5631	199.6214		

350	-634.0713÷-333.042	109.9369	171.1882
375	-637.2129÷-336.1836	101.4524	144.7753
400	-640.3545÷-339.3252	92.4436	120.5555
400	-640.3545÷-339.3252	92.4436	120.5555
425	-634.0639÷-337.0066	83.1907	98.6247
450	-617.811÷-328.9198	73.9255	79.0154
475	-600.4753÷-320.2049	64.8359	61.7082
500	-582.0588÷-310.8631	56.0704	46.643
525	-562.5633÷-300.8953	47.7433	33.7297
550	-541.9906÷-290.3024	39.9394	22.8606
575	-520.3421÷-279.0853	32.7183	14.5781
600	-497.6191÷-267.2446	26.1183	11.8293
625	-473.8226÷-254.781	20.161	9.9113
650	-448.9535÷-241.6949	14.8548	8.6618
660	-438.7057÷-236.2863	12.9148	9.0249
660	-438.7057÷-236.2863	12.9148	9.0249
685	-412.365÷-222.346	8.5198	10.5844
710	-385.0104÷-207.8174	4.9333	11.3647
735	-356.6421÷-192.7004	3.9718	11.4652
760	-327.2598÷-176.9949	3.4575	11.0028
785	-296.8629÷-160.7006	4.3967	10.0962
810	-265.6579÷-143.9372	5.4559	8.8712
835	-234.1609÷-127.0039	6.087	7.5479
850	-215.2708÷-116.8483	6.2618	6.6605
850	-215.2708÷-116.8483	6.2618	6.6605
875	-183.7993÷-99.9288	6.2392	5.112
900	-152.3408÷-83.0164	5.9264	3.5817
925	-120.8931÷-66.1098	5.1417	2.1885
950	-89.4539÷-49.208	3.8908	1.0497
975	-58.021÷-32.3095	2.1765	0.2817
1000	-26.5922÷-15.4134	0	0

9.7.2 SLE

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM2**, nel caso di carico **C44** (Rara).

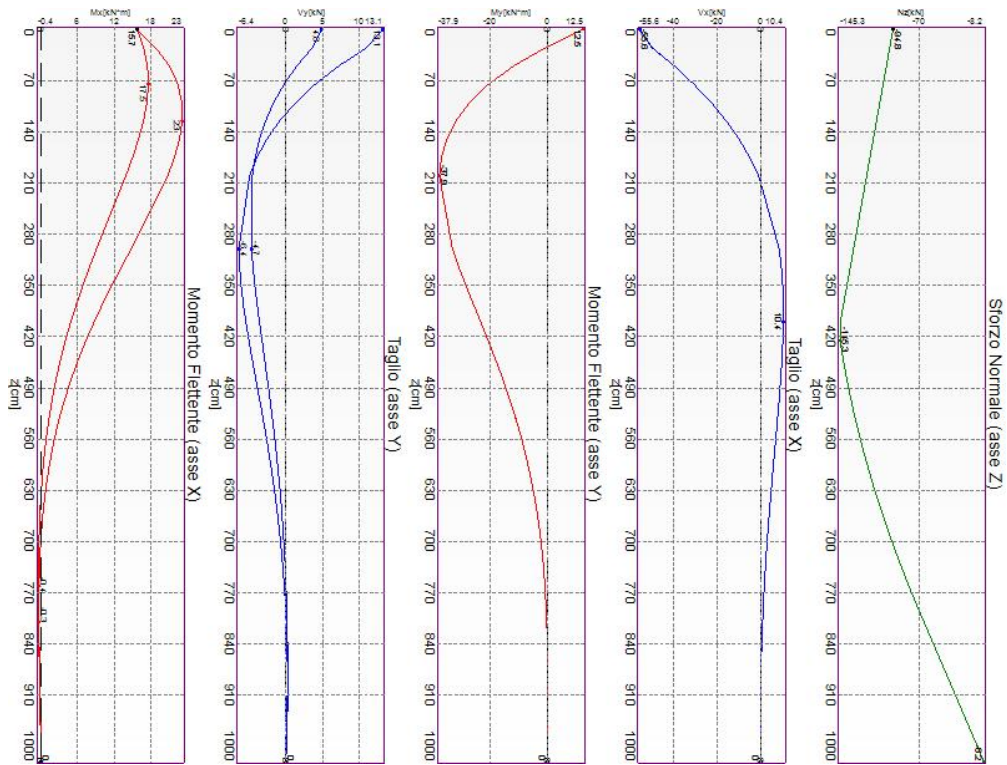


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C44)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM2, caso C44)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-489.2014	-56.2465 ÷ -56.1009	59.0419 ÷ 67.2964	-195.4726	61.1015	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM2, caso C44)					
z_{loc} [cm]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-489.2014	87.7068	204.7997		
0	-489.2014	87.7068	204.7997		
25	-492.343	73.187	215.47		
50	-495.4846	51.3853	222.0944		
75	-498.6262	39.6263	223.4505		
100	-501.7678	39.5864	220.3038		
125	-504.9094	44.458	213.4635		
150	-508.051	50.2153	203.7098		
175	-511.1925	55.0596	191.7613		
200	-514.3341	58.7903	178.2601		
300	-526.9005	59.6929	118.7628		
325	-530.0421	57.1659	104.3635		

350	-533.1837	53.9607	90.6606
375	-536.3253	50.2613	77.8095
400	-539.4669	46.2301	65.9201
400	-539.4669	46.2301	65.9201
425	-534.4388	42.0066	55.0641
450	-520.7957	37.7094	45.2811
475	-506.2301	33.4365	36.5848
500	-490.7447	29.2681	28.969
525	-474.3422	25.2676	22.4145
550	-457.025	21.4844	16.8974
575	-438.7952	17.9556	12.4
600	-419.6547	14.7084	8.9276
625	-399.6049	11.7621	6.5218
650	-378.6471	9.1315	5.2463
660	-370.0101	8.1708	5.0662
660	-370.0101	8.1708	5.0662
685	-347.8074	6.008	4.9719
710	-324.748	4.2134	5.0585
735	-300.8318	2.8609	5.0745
760	-276.0585	2.1072	4.9227
785	-250.4272	2.1146	4.5878
810	-224.1146	2.4184	4.0934
835	-197.5625	2.7132	3.4944
850	-181.6429	2.8279	3.0913
850	-181.6429	2.8279	3.0913
875	-155.1272	2.8798	2.3832
900	-128.6303	2.7506	1.6772
925	-102.1487	2.4025	1.0292
950	-75.6795	1.8299	0.4957
975	-49.2193	1.0297	0.1335
1000	-22.7651	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, si ottengono nel punto maglia **PM14**, nel caso di carico **C44** (Rara).

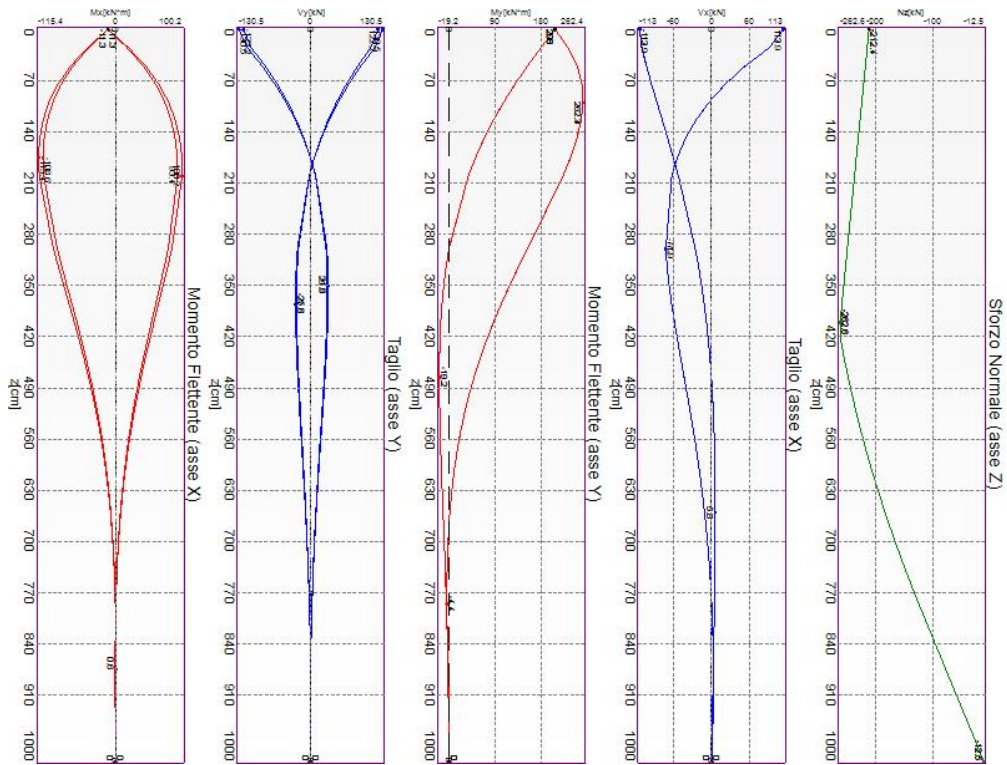


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM14, caso C44)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM14, caso C44)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-94.7613	55.6067÷55.6098	-13.1202÷-4.8487	15.7236	-12.4854	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM14, caso C44)					
z_{loc} [cm]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-94.7613	57.1366	20.0778		
0	-94.7613	57.1366	20.0778		
25	-97.9029	51.1043	18.7353		
50	-101.0445	40.3528	24.0981		
75	-104.1861	30.9101	30.4252		
100	-107.3277	22.7723	35.6903		
125	-110.4693	16.0725	39.5067		
150	-113.6109	10.5831	41.9115		
175	-116.7524	6.5222	43.0609		
200	-119.894	5.022	43.1423		
300	-132.4604	10.6353	36.3687		
325	-135.602	11.4084	33.6623		
350	-138.7436	11.8163	30.7934		
375	-141.8852	11.9092	27.8533		

400	-145.0268	11.7397	24.9174
400	-145.0268	11.7397	24.9174
425	-145.2527	11.3579	22.0473
450	-142.401	10.8102	19.2912
475	-139.2168	10.1379	16.6865
500	-135.7009	9.3774	14.2603
525	-131.8542	8.5603	12.031
550	-127.6774	7.7136	10.0098
575	-123.171	6.8597	8.2015
600	-118.3357	6.0176	6.6058
625	-113.1719	5.2023	5.2184
650	-107.6801	4.4259	4.0313
660	-105.3916	4.1285	3.6104
660	-105.3916	4.1285	3.6104
685	-99.4499	3.4222	2.6931
710	-93.1984	2.774	1.9573
735	-86.6373	2.1887	1.3725
760	-79.7664	1.67	0.9256
785	-72.5855	1.222	0.6042
810	-65.1582	0.857	0.3965
835	-57.643	0.5639	0.2993
850	-53.1374	0.4261	0.2668
850	-53.1374	0.4261	0.2668
875	-45.6329	0.2729	0.2243
900	-38.1339	0.2374	0.1766
925	-30.6395	0.2392	0.1204
950	-23.1488	0.2141	0.0635
975	-15.6609	0.1373	0.0185
1000	-8.1748	0	0

I massimi valori di **Taglio (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM16**, nel caso di carico **C41** (Rara).

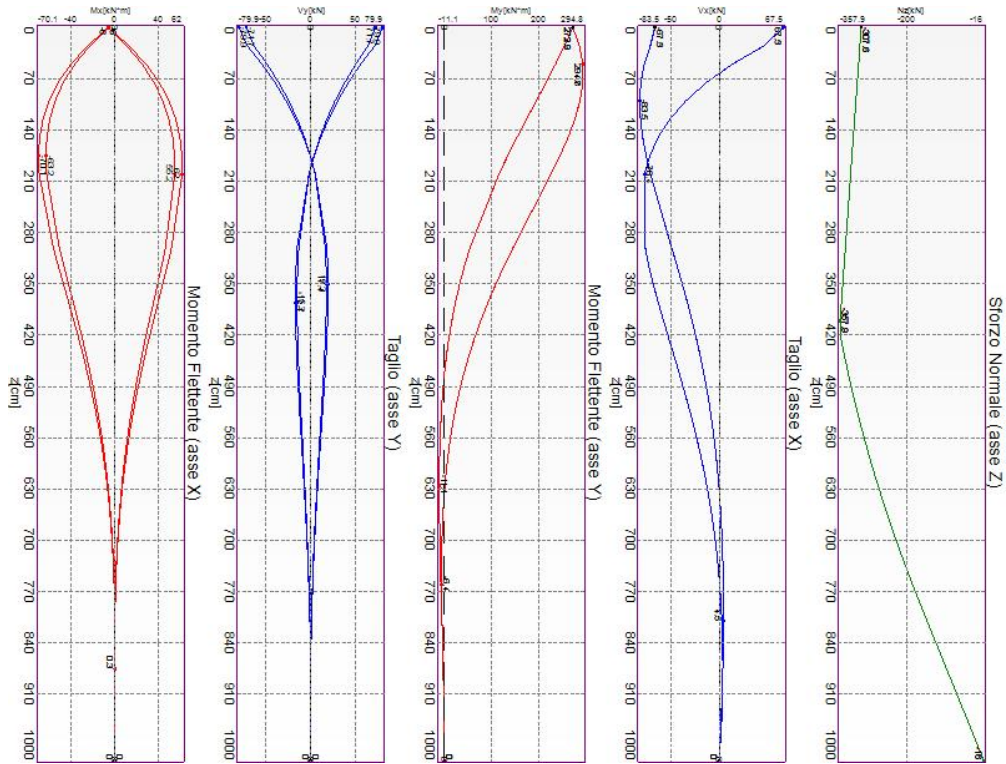


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM16, caso C41)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM16, caso C41)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-212.3689	-113.0461÷113.0461	-130.475÷130.475	-11.2517	-207.9578	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM16, caso C41)					
z_{loc} [cm]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-212.3689	172.6359	208.262		
0	-212.3689	172.6359	208.262		
25	-215.5105	159.9815	237.1034		
50	-218.6521	137.0283	260.0713		
75	-221.7937	116.7079	274.3511		
100	-224.9353	98.9872	280.8094		
125	-228.0769	83.8028	280.5751		
150	-231.2185	71.0614	274.8149		
175	-234.36	60.6352	264.6419		
200	-237.5016	63.1958	251.0756		
300	-250.068	77.7579	179.3955		
325	-253.2096	76.5321	160.2924		
350	-256.3512	73.9756	141.6344		
375	-259.4928	70.3788	123.7286		

400	-262.6344	66.0028	106.8095
400	-262.6344	66.0028	106.8095
425	-261.2937	61.078	91.0485
450	-255.2244	55.8035	76.5624
475	-248.6467	50.3487	63.4213
500	-241.562	44.8555	51.6571
525	-233.9716	39.4405	41.27
550	-225.8768	34.1979	32.2367
575	-217.2786	29.2017	24.9659
600	-208.178	24.5086	21.3935
625	-198.5757	20.1611	18.2004
650	-188.4725	16.1899	15.3707
660	-184.2911	14.7119	14.3359
660	-184.2911	14.7119	14.3359
685	-173.501	11.3038	11.9775
710	-162.238	8.4251	9.9229
735	-150.5023	7.2575	8.142
760	-138.2935	6.2172	6.6035
785	-125.6114	5.3025	5.2768
810	-112.5532	4.5061	4.1748
835	-99.3619	3.8141	3.737
850	-91.453	3.4407	3.3854
850	-91.453	3.4407	3.3854
875	-78.2801	2.9533	2.6984
900	-65.1166	3.0125	1.9513
925	-51.9609	2.7593	1.2246
950	-38.8115	2.1772	0.601
975	-25.6668	1.2588	0.1645
1000	-12.5251	0	0

I massimi valori di **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM10**, nel caso di carico **C27** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM10, caso C27)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM10, caso C27)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-307.631	-67.4811÷67.4811	-79.9305÷79.9305	-5.956	-272.9359	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM10, caso C27)					
z_{loc} [cm]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-307.631	104.6068	273.0009		
0	-307.631	104.6068	273.0009		
25	-310.7726	101.1597	287.5105		
50	-313.9142	95.6723	296.1527		
75	-317.0558	91.5001	297.5469		
100	-320.1974	87.9058	292.8617		
125	-323.339	84.4089	283.2548		
150	-326.4806	80.7373	269.8085		
175	-329.6221	76.768	253.5016		
200	-332.7637	78.4402	235.1986		
300	-345.3301	79.2546	155.3615		
325	-348.4717	75.7588	136.1773		
350	-351.6133	71.3756	117.9618		

375	-354.7549	66.3537	100.9139
400	-357.8965	60.9102	85.1725
400	-357.8965	60.9102	85.1725
425	-355.2869	55.2306	70.8257
450	-346.6114	49.4711	57.9195
475	-337.2849	43.7605	46.4658
500	-327.3094	38.2033	36.4509
525	-316.6867	32.8814	27.8443
550	-305.4183	27.8586	20.6107
575	-293.5057	23.1814	15.261
600	-280.9502	18.8836	14.1052
625	-267.7528	14.9886	13.1079
650	-253.9144	11.5134	12.1681
660	-248.1997	10.2442	11.7929
660	-248.1997	10.2442	11.7929
685	-233.4824	7.3856	10.8338
710	-218.1601	5.1362	9.8285
735	-202.2329	4.925	8.7728
760	-185.7004	4.8055	7.6759
785	-168.5623	4.7022	6.5554
810	-150.9431	4.5608	5.4569
835	-133.1542	4.3457	4.6622
850	-122.4887	4.1713	4.1249
850	-122.4887	4.1713	4.1249
875	-104.7243	3.8395	3.1796
900	-86.9726	3.6702	2.2368
925	-69.2313	3.2047	1.3719
950	-51.4983	2.4391	0.6604
975	-33.7716	1.3714	0.1778
1000	-16.0488	0	0

9.8 VERIFICHE

Si riportano le verifiche geotecniche e strutturali sull'elemento maggiormente sollecitato.

9.8.1 Capacità portante

Si fa riferimento al palo identificato come PM2, per il caso di carico a SLU denominato C18.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$, $\gamma_{G2,f}=0.80$, $\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Qi,f}=0.00$, $\gamma_{Qi,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.35	1.15
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $\gamma_{G1,fav}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.30$, secondo il caso.

Portata di base

Lo strato in cui si immorsa la base del palo si estende da quota -850 [cm] a quota -1850 [cm]. Segue il calcolo alla quota di base del palo, -1000 [cm].

La base del palo si trova alla quota $z_b = -1000$ [cm], e la profondità critica è $z_c = -960$ [cm]. In questo caso la tensione verticale efficace viene calcolata alla quota critica. Il valori dell'angolo di resistenza al taglio φ'_k e della coesione efficace c'_k vengono ricavati dallo strato in cui si immorsa la base del palo. L'angolo di resistenza al taglio viene corretto secondo l'espressione $\varphi = \varphi - 3$. Il coefficiente N_q è calcolato secondo Meyerhof (1951, 1963). Il coefficiente N_c è calcolato secondo Reissner (1924).

$\varphi'_k = 32$ [°]. $c'_k = 0$ [N/mm²]. $N_c = 27.860$. $N_q = 16.443$. $\sigma'_v = 0.182$ [N/mm²].

Il valore della capacità portante calcolato è pari a 2.986 [N/mm²].

L'area di base vale 5026.55 [cm²].

La portata di base calcolata vale 1500.9799 [kN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_b=1.35$.

Portata di calcolo: $Q_{b,d} = 654.0218$ [kN] (s/D=30.00%).

Portata laterale

Il fusto del palo attraversa 4 strati.

Strato 1: Riporto

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -400 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -200 [cm]. La quota critica z_c vale -800 [cm]. La quota di interesse (-200 [cm]) è al di sopra della profondità critica. L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 0. Il coefficiente di attrito μ vale 0.000. Il coefficiente di spinta k vale 0.550. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.038$ [N/mm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0 [N/mm²].

La portata laterale calcolata vale 0 [kN] (0 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{0 [kN]}$ (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = \mathbf{0 [kN]}$ (s/D=0.50%).

Strato 2: Sabbia limosa

Il palo attraversa questo strato da quota -400 [cm] a quota -660 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -530 [cm]. La quota critica z_c vale -800 [cm]. La quota di interesse (-530 [cm]) è al di sopra della profondità critica. L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 32. Il coefficiente di attrito μ vale 0.625. Il coefficiente di spinta k vale 0.550. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.101$ [N/mm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.035 [N/mm²].

La portata laterale calcolata vale 226.149 [kN] (158.3043 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{115.6772 [kN]}$ (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = \mathbf{74.4961 [kN]}$ (s/D=0.50%).

Strato 3: Sabbia ghiaiosa

Il palo attraversa questo strato da quota -660 [cm] a quota -850 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm]. La quota critica z_c vale -800 [cm]. La quota di interesse (-755 [cm]) è al di sopra della profondità critica. L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 32. Il coefficiente di attrito μ vale 0.625. Il coefficiente di spinta k vale 0.550. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.143$ [N/mm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.049 [N/mm²].

La portata laterale calcolata vale 231.9189 [kN] (162.3432 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{118.6286 [kN]}$ (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = \mathbf{76.3968 [kN]}$ (s/D=0.50%).

Strato 4: Ghiaia con sabbia

Il palo attraversa questo strato da quota -850 [cm] a quota -1000 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -925 [cm]. La quota critica z_c vale -800 [cm]. La quota di interesse (-925 [cm]) è al di sotto della profondità critica, perciò nei calcoli si usa z_c . L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 32. Il coefficiente di attrito μ vale 0.625. Il coefficiente di spinta k vale 0.550. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.151$ [N/mm²]. L'attrito laterale calcolato vale 0.052 [N/mm²].

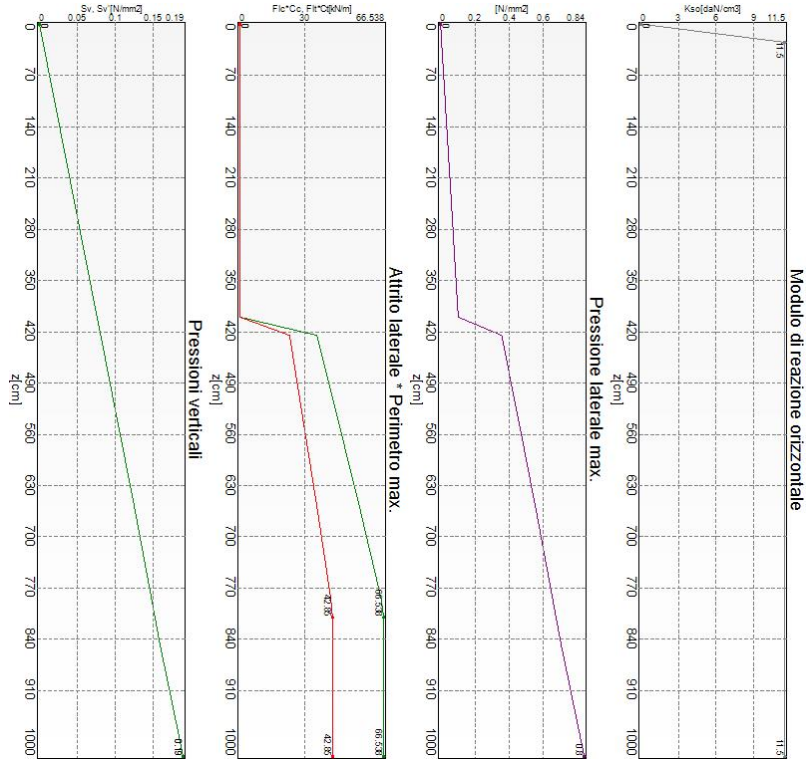
La portata laterale calcolata vale 195.1228 [kN] (136.586 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = \mathbf{99.8071 [kN]}$ (s/D=0.50%). $Q_{st,d} = \mathbf{64.2757 [kN]}$ (s/D=0.50%).

Portata laterale totale

La portata di calcolo $Q_{sc,d} = \mathbf{334.1128 [kN]}$, $Q_{st,d} = \mathbf{215.1687 [kN]}$.

Portata totale

La portata di calcolo risulta pari a: $Q_{tc,d}$ **988.1346 [kN]**, $Q_{tt,d}$ **215.1687 [kN]**.



Capacità portante

Situazione peggiore: Punto maglia PM2, Caso C18, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[kN]	S _d : Qt[kN]	f _s [-]
PM1	C14	3	988.13	671.73	1.47
PM2	C18	1	988.13	853.79	1.16
PM3	C4	1	988.13	531.61	1.86
PM4	C4	1	988.13	676.5	1.46
PM5	C14	3	988.13	652.73	1.51
PM6	C14	3	988.13	648.39	1.52
PM7	C14	3	988.13	585.67	1.69
PM8	C18	1	988.13	716.59	1.38
PM9	C14	3	988.13	552.35	1.79
PM10	C17	1	988.13	790.95	1.25
PM11	C2	1	988.13	499.08	1.98
PM12	C2	1	988.13	588.77	1.68
PM13	C1	1	988.13	561.58	1.76
PM14	C14	3	988.13	546.95	1.81
PM15	C14	3	988.13	507.75	1.95
PM16	C17	1	988.13	704.72	1.40

VERIFICA SODDISFATTA

9.8.2 Resistenza trasversale

Si fa riferimento al palo identificato come PM2, per il caso di carico a SLU denominato C18.

Il fusto del palo attraversa 4 strati.

Strato 1: Riporto

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [cm] a quota -400 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -200 [cm]. L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 0. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.038$ [N/mm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 0.114 [N/mm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 364.8 [kN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = \mathbf{165.0679 [kN]}$.

Strato 2: Sabbia limosa

Il palo attraversa questo strato da quota -400 [cm] a quota -660 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -530 [cm]. L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 32. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.101$ [N/mm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 0.983 [N/mm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 2045.0791 [kN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = \mathbf{925.3752 [kN]}$.

Strato 3: Sabbia ghiaiosa

Il palo attraversa questo strato da quota -660 [cm] a quota -850 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -755 [cm]. L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 32. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.143$ [N/mm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 1.391 [N/mm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 2114.8315 [kN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = \mathbf{956.9373 [kN]}$.

Strato 4: Ghiaia con sabbia

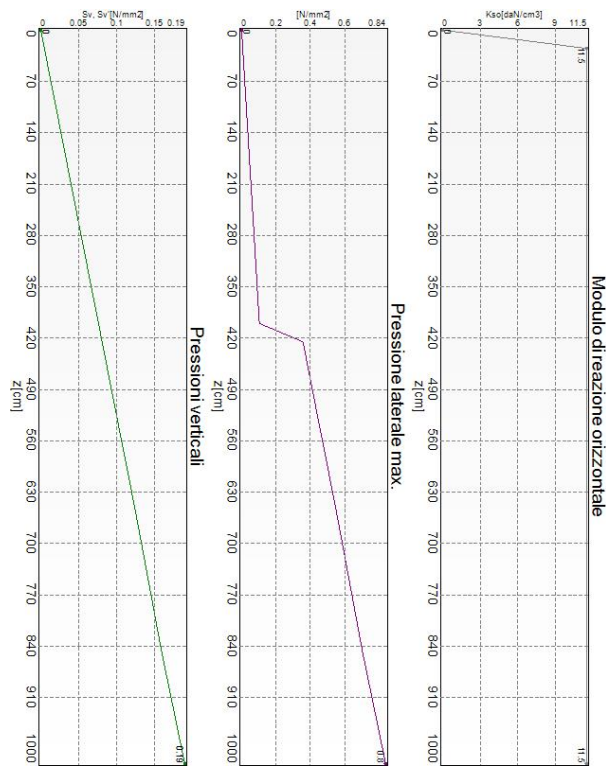
Il palo attraversa questo strato da quota -850 [cm] a quota -1000 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -925 [cm]. L'angolo di resistenza al taglio φ'_k vale 32. La tensione verticale efficace vale $\sigma'_v = 0.175$ [N/mm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 1.705 [N/mm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 2045.704 [kN]. Si applica $\xi_{med}=1.70$. Si applica $\gamma_{tr}=1.30$. Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = \mathbf{925.6579 [kN]}$.

Resistenza laterale totale

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d} = \mathbf{2973.0383 [kN]}$. Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non vi sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d} = \mathbf{1959.1054 [kN]}$.

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM16**, nel caso di carico **C15**, sestetto **2** (Stato limite ultimo).



Resistenza trasversale

Situazione peggiore: Punto maglia PM16, Caso C15, Sestetto 2

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[kN]	S _d : Rtr[kN]	fs[-]
PM1	C15	1	2973.04	169.96	10.00
PM2	C15	1	2973.04	258.33	10.00
PM3	C15	2	2973.04	219.58	10.00
PM4	C15	1	2973.04	219.11	10.00
PM5	C15	1	2973.04	188.3	10.00
PM6	C15	2	2973.04	170.09	10.00
PM7	C15	2	2973.04	188.53	10.00
PM8	C15	2	2973.04	258.95	10.00
PM9	C15	1	2973.04	169.96	10.00
PM10	C15	1	2973.04	258.33	10.00
PM11	C15	2	2973.04	219.58	10.00
PM12	C15	1	2973.04	219.11	10.00
PM13	C15	1	2973.04	188.3	10.00
PM14	C15	2	2973.04	170.09	10.00
PM15	C15	2	2973.04	188.53	10.00
PM16	C15	2	2973.04	258.95	10.00

VERIFICA SODDISFATTA

9.8.1 Cedimenti

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione. L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C29**, sestetto **1** (Rara). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -2.75 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -7.73 [mm], cedimento totale: -10.48 [mm].

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

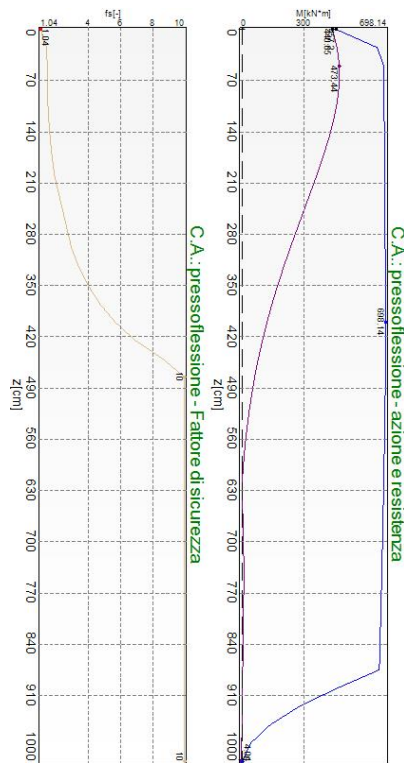
Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Ced.[mm]	S _d : Ced.[mm]	fs[-]
PM1	C29	1	-20	-3 + -8 = -10	1.91
PM2	C30	1	-20	-4 + -5 = -8	2.43
PM3	C29	1	-20	-2 + -6 = -8	2.38
PM4	C29	1	-20	-3 + -7 = -10	2.11
PM5	C29	1	-20	-3 + -8 = -10	1.92
PM6	C29	1	-20	-3 + -8 = -10	1.95
PM7	C29	1	-20	-2 + -7 = -10	2.05
PM8	C30	1	-20	-3 + -4 = -7	2.87
PM9	C27	1	-20	-2 + -7 = -9	2.15
PM10	C28	1	-20	-3 + -4 = -7	2.77
PM11	C27	1	-20	-2 + -6 = -8	2.61
PM12	C27	1	-20	-3 + -6 = -8	2.40
PM13	C27	1	-20	-2 + -7 = -9	2.18
PM14	C27	1	-20	-2 + -7 = -9	2.19
PM15	C27	1	-20	-2 + -7 = -9	2.27
PM16	C28	1	-20	-3 + -4 = -6	3.11

VERIFICA SODDISFATTA

9.8.2 Verifiche strutturali

9.8.2.1 Pressoflessione

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM8**, nel caso di carico **C14**, sestetto **3** (Stato limite ultimo).



C.A.: pressoflessione

Situazione peggiore: Punto maglia PM8, Caso C14, Sestetto 3

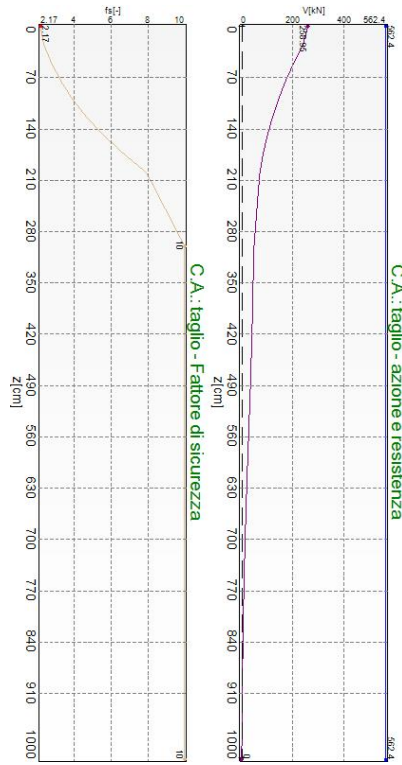
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: pressoflessione					
Punto	Caso	Ses.	R _d : M[kN*m]	S _d : M[kN*m]	fs[-]
PM1	C14	3	543.1824	406.6339	1.34
PM2	C14	3	491.0737	443.9058	1.11
PM3	C14	3	497.1214	416.7134	1.19
PM4	C14	3	522.2523	424.6296	1.23
PM5	C14	3	538.7181	413.7719	1.30
PM6	C14	3	537.6972	403.9269	1.33
PM7	C14	3	522.8824	405.6895	1.29
PM8	C14	3	457.1961	440.0489	1.04
PM9	C14	3	514.9675	359.6472	1.43
PM10	C14	3	459.7834	398.5544	1.15
PM11	C14	3	484.7969	376.7297	1.29
PM12	C14	3	490.6299	376.5401	1.30
PM13	C14	3	507.9525	365.3248	1.39
PM14	C14	3	513.6835	358.9548	1.43
PM15	C14	3	504.3323	362.9179	1.39
PM16	C14	3	450.9417	401.7018	1.12

VERIFICA SODDISFATTA

9.8.2.2 Taglio

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM16**, nel caso di carico **C15**, sestetto **2** (Stato limite ultimo).



C.A.: taglio

Situazione peggiore: Punto maglia PM16, Caso C15, Sestetto 2

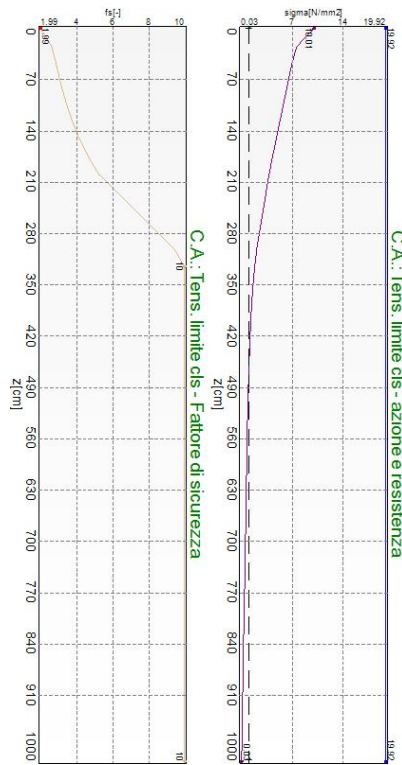
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: taglio					
Punto	Caso	Ses.	R _d : V[kN]	S _d : V[kN]	fs[-]
PM1	C15	1	562.4	169.96	3.31
PM2	C15	1	562.4	258.33	2.18
PM3	C15	2	562.4	219.58	2.56
PM4	C15	1	562.4	219.11	2.57
PM5	C15	1	562.4	188.3	2.99
PM6	C15	2	562.4	170.09	3.31
PM7	C15	2	562.4	188.53	2.98
PM8	C15	2	562.4	258.95	2.17
PM9	C15	1	562.4	169.96	3.31
PM10	C15	1	562.4	258.33	2.18
PM11	C15	2	562.4	219.58	2.56
PM12	C15	1	562.4	219.11	2.57
PM13	C15	1	562.4	188.3	2.99
PM14	C15	2	562.4	170.09	3.31
PM15	C15	2	562.4	188.53	2.98
PM16	C15	2	562.4	258.95	2.17

VERIFICA SODDISFATTA

9.8.2.3 Tensione limite sul calcestruzzo

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM10**, nel caso di carico **C27**, sestetto **1** (Rara).



C.A.: Tens. limite cls

Situazione peggiore: Punto maglia PM10, Caso C27, Sestetto 1

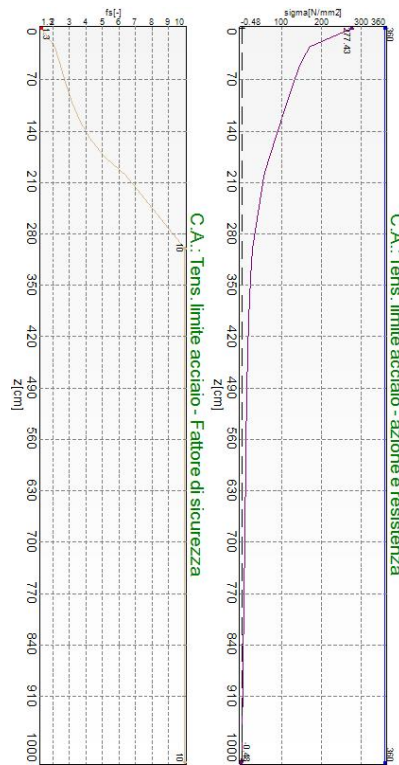
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: Tens. limite cls					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[N/mm ²]	S _d : sigma[N/mm ²]	fs[-]
PM1	C27	1	19.92	9.63	2.07
PM2	C27	1	19.92	10	1.99
PM3	C27	1	19.92	8.98	2.22
PM4	C27	1	19.92	9.94	2.00
PM5	C27	1	19.92	9.84	2.03
PM6	C27	1	19.92	9.4	2.12
PM7	C27	1	19.92	9.15	2.18
PM8	C27	1	19.92	8.87	2.25
PM9	C27	1	19.92	9.64	2.07
PM10	C27	1	19.92	10.01	1.99
PM11	C27	1	19.92	8.98	2.22
PM12	C27	1	19.92	9.95	2.00
PM13	C27	1	19.92	9.84	2.02
PM14	C27	1	19.92	9.4	2.12
PM15	C27	1	19.92	9.16	2.18
PM16	C27	1	19.92	8.87	2.25

VERIFICA SODDISFATTA

9.8.2.4 Tensione limite sull'acciaio

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM10**, nel caso di carico **C27**, sestetto **1** (Rara).



C.A.: Tens. limite acciaio

Situazione peggiore: Punto maglia PM10, Caso C27, Sestetto 1

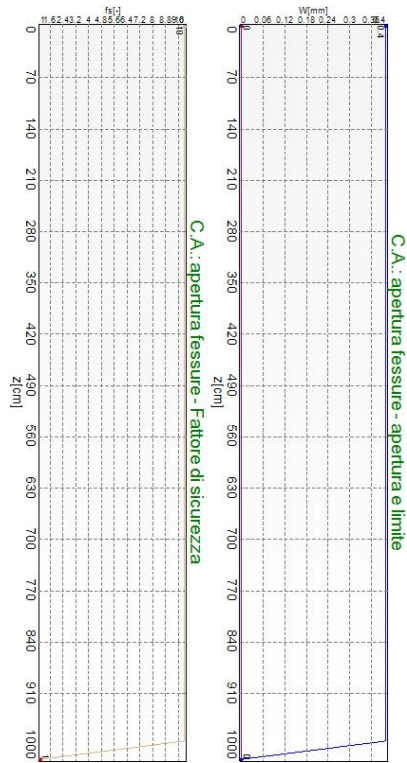
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: Tens. limite acciaio					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[N/mm ²]	S _d : sigma[N/mm ²]	fs[-]
PM1	C27	1	360	271.31	1.33
PM2	C27	1	360	277.17	1.30
PM3	C27	1	360	260.32	1.38
PM4	C27	1	360	276.69	1.30
PM5	C27	1	360	275.37	1.31
PM6	C27	1	360	266.96	1.35
PM7	C27	1	360	262.31	1.37
PM8	C27	1	360	260.49	1.38
PM9	C27	1	360	271.54	1.33
PM10	C27	1	360	277.43	1.30
PM11	C27	1	360	260.41	1.38
PM12	C27	1	360	276.94	1.30
PM13	C27	1	360	275.61	1.31
PM14	C27	1	360	267.14	1.35
PM15	C27	1	360	262.45	1.37
PM16	C27	1	360	260.55	1.38

VERIFICA SODDISFATTA

9.8.2.5 Fessurazione

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C45**, sestetto **1** (Frequente).



C.A.: apertura fessure

Situazione peggiore: Punto maglia PM1, Caso C45, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: C.A.: apertura fessure					
Punto	Caso	Ses.	R _d : W[mm]	S _d : W[mm]	fs[-]
PM1	C45	1	0.4	0	10.00
PM2	C45	1	0.4	0	10.00
PM3	C45	1	0.4	0	10.00
PM4	C45	1	0.4	0	10.00
PM5	C45	1	0.4	0	10.00
PM6	C45	1	0.4	0	10.00
PM7	C45	1	0.4	0	10.00
PM8	C45	1	0.4	0	10.00
PM9	C45	1	0.4	0	10.00
PM10	C45	1	0.4	0	10.00
PM11	C45	1	0.4	0	10.00
PM12	C45	1	0.4	0	10.00
PM13	C45	1	0.4	0	10.00
PM14	C45	1	0.4	0	10.00
PM15	C45	1	0.4	0	10.00
PM16	C45	1	0.4	0	10.00

VERIFICA SODDISFATTA

9.9 RIASSUNTO DELLE VERIFICHE

Segue il prospetto riepilogativo dei fattori di sicurezza:

Tutti i Puntti maglia (16), Tutti i casi (54), Tutti i sestetti (212)									
Caso	C.Port. [kN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [kN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	C.A.:M [kN*m][f.s.]	C.A.:V [kN][f.s.]	C.A.:t.cls. [N/mm ²]	C.A.:t.acc. [N/mm ²]	C.A.:fes. [mm]
1: Caso 1	PM10-S1 ↓988.13/582.17 = 1.70	---	PM16-S2 2973.04/157.28 = 18.90	---	PM10-S1 522.0518/371.3976 = 1.41	PM16-S2 562.4/157.28 = 3.58	---	---	---
2: Caso 2	PM10-S1 ↓988.13/732.77 = 1.35	---	PM16-S2 2973.04/81.06 = 36.68	---	PM10-S1 557.4484/302.7642 = 1.84	PM10-S1 562.4/83.55 = 6.73	---	---	---
3: Caso 3	PM2-S1 ↓988.13/665.55 = 1.48	---	PM16-S2 2973.04/157.28 = 18.90	---	PM4-S1 540.6894/320.9138 = 1.68	PM16-S2 562.4/157.28 = 3.58	---	---	---
4: Caso 4	PM2-S1 ↓988.13/816.06 = 1.21	---	PM16-S2 2973.04/81.06 = 36.68	---	PM2-S1 576.7164/259.9573 = 2.22	PM16-S2 562.4/81.06 = 6.94	---	---	---
5: Caso 5	PM10-S1 ↓988.13/539.95 = 1.83	---	PM16-S2 2973.04/160.49 = 18.52	---	PM10-S1 512.0156/319.0313 = 1.60	PM16-S2 562.4/160.49 = 3.50	---	---	---
6: Caso 6	PM10-S1 ↓988.13/690.55 = 1.43	---	PM16-S2 2973.04/84.35 = 35.25	---	PM10-S1 547.5941/262.367 = 2.09	PM16-S2 562.4/84.35 = 6.67	---	---	---
7: Caso 7	PM2-S1 ↓988.13/602.94 = 1.64	---	PM16-S2 2973.04/160.49 = 18.52	---	PM4-S1 525.8989/280.6132 = 1.87	PM16-S2 562.4/160.49 = 3.50	---	---	---
8: Caso 8	PM2-S1 ↓988.13/753.45 = 1.31	---	PM16-S2 2973.04/84.35 = 35.25	---	PM2-S1 562.2543/232.7523 = 2.42	PM16-S2 562.4/84.35 = 6.67	---	---	---
9: Caso 9	PM8-S1 ↓988.13/339.91 = 2.91	---	PM16-S2 2973.04/160.49 = 18.52	---	PM10-S4 692.7501/182.7648 = 3.79	PM16-S2 562.4/160.49 = 3.50	---	---	---
10: Caso 10	PM16-S1 ↓988.13/491.65 = 2.01	---	PM16-S2 2973.04/84.35 = 35.25	---	PM16-S1 500.4808/192.5765 = 2.60	PM16-S2 562.4/84.35 = 6.67	---	---	---
11: Caso 11	PM10-S1 ↓988.13/539.95 = 1.83	---	PM16-S2 2973.04/180.1 = 16.51	---	PM10-S1 512.0156/319.0313 = 1.60	PM16-S2 562.4/180.1 = 3.12	---	---	---
12: Caso 12	PM10-S1 ↓988.13/690.55 = 1.43	---	PM8-S4 2973.04/105.19 = 28.26	---	PM10-S1 547.5941/262.367 = 2.09	PM8-S4 562.4/105.19 = 5.35	---	---	---
13: Caso 13	PM2-S1 ↓988.13/602.94 = 1.64	---	PM16-S2 2973.04/180.1 = 16.51	---	PM4-S1 525.8989/280.6132 = 1.87	PM16-S2 562.4/180.1 = 3.12	---	---	---
14: Caso 14	PM2-S1 ↓988.13/753.45 = 1.31	---	PM8-S3 2973.04/105.19 = 28.26	---	PM8-S3 457.1961/440.0489 = 1.04	PM2-S4 562.4/126.92 = 4.43	---	---	---
15: Caso 15	PM10-S1 ↓988.13/539.95 = 1.83	---	PM16-S2 2973.04/258.95 = 11.48	---	PM10-S1 512.0156/319.0313 = 1.60	PM16-S2 562.4/258.95 = 2.17	---	---	---
16: Caso 16	PM2-S1 ↓988.13/602.94 = 1.64	---	PM16-S2 2973.04/258.95 = 11.48	---	PM4-S1 525.8989/280.6132 = 1.87	PM16-S2 562.4/258.95 = 2.17	---	---	---
17: Caso 17	PM10-S1 ↓988.13/790.95 = 1.25	---	PM16-S2 2973.04/131.86 = 22.55	---	PM10-S1 570.9328/314.6799 = 1.81	PM16-S2 562.4/131.86 = 4.26	---	---	---
18: Caso 18	PM2-S1 ↓988.13/853.79 = 1.16	---	PM16-S2 2973.04/131.86 = 22.55	---	PM16-S1 547.8271/296.3172 = 1.85	PM16-S2 562.4/131.86 = 4.26	---	---	---
19: Caso 19	PM8-S1 ↓988.13/339.91 = 2.91	---	PM16-S2 2973.04/258.95 = 11.48	---	PM10-S4 692.7501/260.2933 = 2.66	PM16-S2 562.4/258.95 = 2.17	---	---	---

20: Caso 20	PM16-S1 ↓988.13/592.83 = 1.67	---	PM16-S2 2973.04/131.86 = 22.55	---	PM16-S1 524.5784/335.8537 = 1.56	PM16-S2 562.4/131.86 = 4.26	---	---	---
21: Caso 21	PM10-S1 ↓988.13/421.89 = 2.34	---	PM2-S2 2973.04/89.67 = 33.16	---	PM10-S1 483.7289/182.8644 = 2.65	PM2-S2 562.4/89.67 = 6.27	---	---	---
22: Caso 22	PM10-S1 ↓988.13/505.56 = 1.95	---	PM10-S1 2973.04/48.11 = 61.79	---	PM10-S1 503.8076/162.6479 = 3.10	PM10-S1 562.4/48.11 = 11.69	---	---	---
23: SISMAX SLU	PM10-S1 ↓988.13/330.95 = 2.99	---	PM2-S3 2973.04/86.46 = 34.38	---	PM10-S13 702.3715/280.6098 = 2.50	PM2-S3 562.4/112.4 = 5.00	---	---	---
24: SISMAX SLU	PM10-S1 ↓988.13/330.95 = 2.99	---	PM10-S4 2973.04/84.41 = 35.22	---	PM10-S1 580.5232/219.0842 = 2.65	PM10-S4 562.4/109.74 = 5.12	---	---	---
25: SISMAX SLD	PM10-S1 ↓988.13/330.95 = 2.99	---	---	---	---	---	PM10-S1 8.47/0.51 16.65	---	---
26: SISMAX SLD	PM10-S1 ↓988.13/330.95 = 2.99	---	---	---	---	---	PM10-S1 8.47/0.51 16.65	---	---
27: Caso 23	---	PM9-S1 -9 (max -20)	---	PM2-S4 2 (max 20)	---	---	PM10-S1 19.92/10.01 = 1.99	PM10-S1 360/277.43 = 1.30	---
28: Caso 24	---	PM13-S1 -9 (max -20)	---	PM2-S1 1 (max 20)	---	---	PM10-S1 19.92/7.84 = 2.54	PM10-S1 360/175.7 = 2.05	---
29: Caso 25	---	PM1-S1 -10 (max -20)	---	PM8-S3 2 (max 20)	---	---	PM4-S1 19.92/8.45 = 2.36	PM8-S1 360/208.21 = 1.73	---
30: Caso 26	---	PM5-S1 -10 (max -20)	---	PM2-S1 1 (max 20)	---	---	PM2-S1 19.92/6.39 = 3.12	PM2-S1 360/113.35 = 3.18	---
31: Caso 27	---	PM9-S1 -9 (max -20)	---	PM2-S4 2 (max 20)	---	---	PM10-S1 19.92/8.53 = 2.33	PM10-S1 360/232.83 = 1.55	---
32: Caso 28	---	PM13-S1 -8 (max -20)	---	PM2-S1 1 (max 20)	---	---	PM10-S1 19.92/6.65 = 2.99	PM10-S1 360/140.66 = 2.56	---
33: Caso 29	---	PM1-S1 -10 (max -20)	---	PM2-S4 2 (max 20)	---	---	PM4-S1 19.92/7.35 = 2.71	PM5-S1 360/180.02 = 2.00	---
34: Caso 30	---	PM5-S1 -9 (max -20)	---	PM2-S1 1 (max 20)	---	---	PM2-S1 19.92/5.62 = 3.54	PM10-S1 360/99.28 = 3.63	---
35: Caso 31	---	PM6-S1 -7 (max -20)	---	PM2-S4 1 (max 20)	---	---	PM10-S4 19.92/4.57 = 4.36	PM13-S1 360/99.57 = 3.62	---
36: Caso 32	---	PM15-S1 -7 (max -20)	---	PM8-S2 1 (max 20)	---	---	PM16-S1 19.92/4.31 = 4.62	PM16-S1 360/82.18 = 4.38	---
37: Caso 33	---	PM9-S1 -9 (max -20)	---	PM2-S3 2 (max 20)	---	---	PM10-S1 19.92/8.53 = 2.33	PM10-S1 360/232.83 = 1.55	---
38: Caso 34	---	PM13-S1 -8 (max -20)	---	PM2-S1 1 (max 20)	---	---	PM10-S1 19.92/6.65 = 2.99	PM10-S1 360/140.66 = 2.56	---
39: Caso 35	---	PM1-S1 -10 (max -20)	---	PM2-S4 2 (max 20)	---	---	PM4-S1 19.92/7.35 = 2.71	PM5-S1 360/180.02 = 2.00	---
40: Caso 36	---	PM5-S1 -9 (max -20)	---	PM10-S1 1 (max 20)	---	---	PM2-S1 19.92/5.62 = 3.54	PM10-S1 360/99.28 = 3.63	---

41: Caso 37	---	PM9-S1 -9 (max -20)	---	PM2-S4 3 (max 20)	---	---	PM10-S4 19.92/8.61 2.31	PM10-S1 =360/232.83 = 1.55	---
42: Caso 38	---	PM1-S1 -10 (max -20)	---	PM2-S3 2 (max 20)	---	---	PM2-S4 19.92/7.9 2.52	PM8-S3 =360/183.55 = 1.96	---
43: Caso 39	---	PM13-S1 -8 (max -20)	---	PM2-S1 2 (max 20)	---	---	PM10-S1 19.92/7.57 2.63	PM10-S1 =360/157.88 = 2.28	---
44: Caso 40	---	PM5-S1 -9 (max -20)	---	PM16-S2 2 (max 20)	---	---	PM10-S1 19.92/7 2.84	PM16-S1 =360/152.94 = 2.35	---
45: Caso 41	---	---	---	---	---	---	---	---	PM1-S1 0 (max 0.4)
46: Caso 42	---	---	---	---	---	---	---	---	PM1-S1 0 (max 0.4)
47: Caso 43	---	---	---	---	---	---	---	---	PM1-S1 0 (max 0.4)
48: Caso 44	---	---	---	---	---	---	---	---	PM1-S1 0 (max 0.4)
49: Caso 45	---	---	---	---	---	---	---	---	PM1-S1 0 (max 0.4)
50: Caso 46	---	---	---	---	---	---	---	---	PM1-S1 0 (max 0.4)
51: Caso 47	---	---	---	---	---	---	---	---	PM1-S1 0 (max 0.4)
52: Caso 48	---	---	---	---	---	---	---	---	PM1-S1 0 (max 0.4)
53: Caso 49	---	PM6-S1 -7 (max -40)	---	PM2-S2 1 (max 40)	---	---	PM10-S2 14.94/4.2 3.55	---	PM1-S1 0 (max 0.3)
54: Caso 50	---	PM15-S1 -7 (max -40)	---	PM2-S1 0 (max 40)	---	---	PM16-S1 14.94/3.73 4.01	---	PM1-S1 0 (max 0.3)

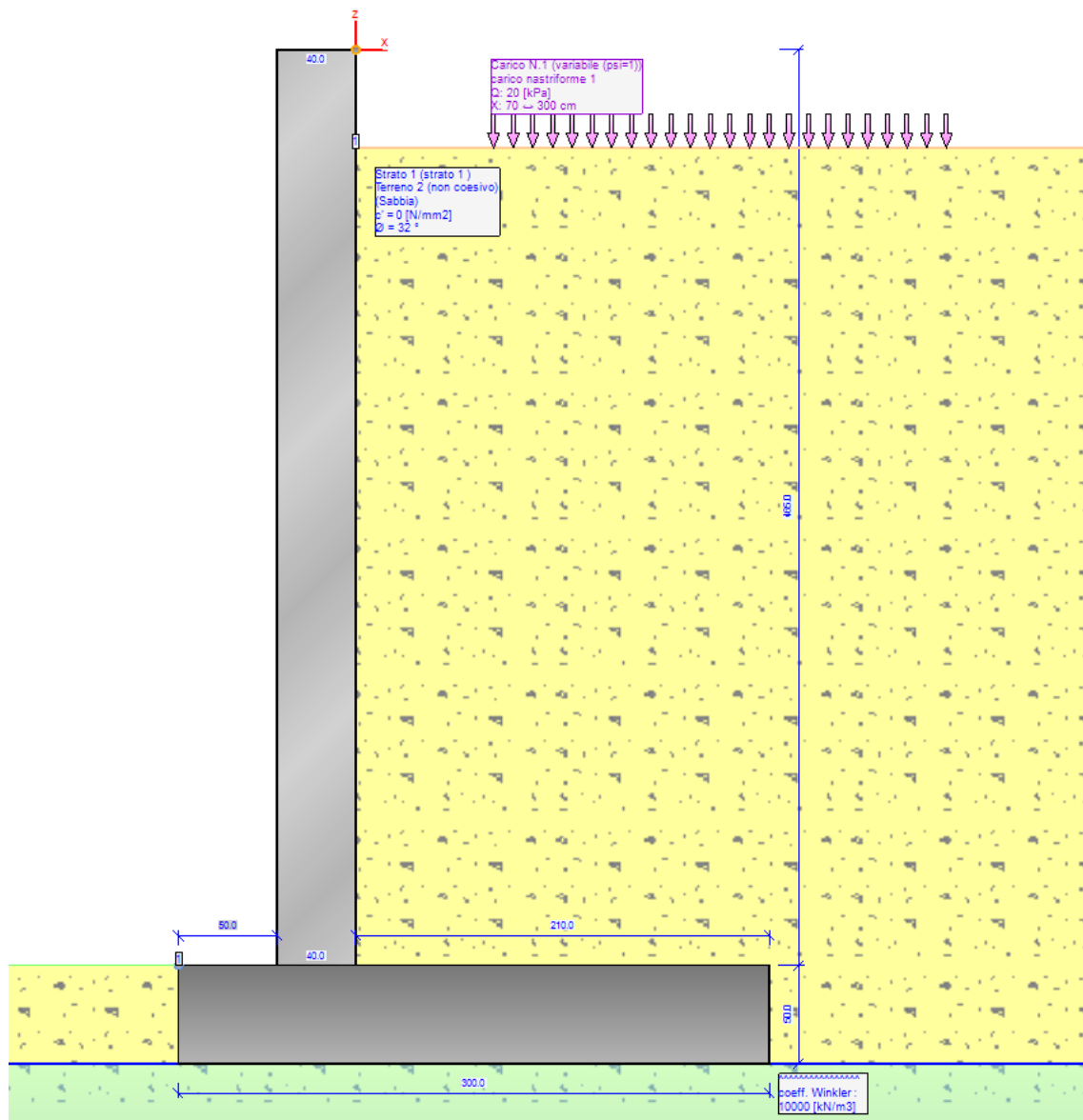
Tutte le verifiche risultano soddisfatte

10. MURI D'ALA

Si riportano le verifiche condotte per i muri d'ala. Per informazioni su geometrie, armature e caratteristiche dei materiali, si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

In virtù dello sviluppo dell'opera (muri + impalcato), gli effetti indotti da oscillazioni della falda lato monte e/o lato valle non risultano significativi ai fini delle verifiche.

10.1 SCHEMA DI CALCOLO



10.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

Calcolo delle spinte

Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva "ka" (si considera il muro libero di traslare/ruotare al piede). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

- Attrito muro terreno / $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno / $c' = 0$
- Attrito terreno terreno / $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno / $c' = 0$

Capacità portante

La capacità portante della fondazione nastriforme, su suolo omogeneo, viene calcolata con la formula di Brinch-Hansen (1970) considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno, utilizzando i coefficienti di capacità portante suggeriti da vari Autori ed i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g). La resistenza a slittamento è valutata considerando l'attrito sviluppato lungo la base della fondazione, e trascurando il contributo del terreno a lato.

- Attrito fond. terreno / ϕ' o $C_u = 1$
- coeff. per calcolo della sottospinta idraulica = 0.1

Calcolo delle sollecitazioni e spostamenti

Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'opera viene svolto con il metodo degli elementi finiti (FEM). Gli elementi schematizzanti il muro hanno peso e caratteristiche meccaniche proprie dei materiali di cui è costituito. Il terreno spingente (a monte) è rappresentato per mezzo di azioni distribuite applicate sugli elementi. Il terreno di fondazione è rappresentato per mezzo di elementi finiti non-lineari (con parzializzazione), con opportuno coefficiente di reazione alla Winkler in compressione.

- lunghezze aste elevazione = 20 [cm]
- lunghezze aste fondazione = 10 [cm]
- coefficiente di reazione del terreno (Winkler) = 10000 [kN/m³]

La verifica delle sezioni in cemento armato viene eseguita a SLU e SLE. La pressoflessione è verificata a SLU con i diagrammi costitutivi parabola-rettangolo (cls) e bilatero (acciaio) [NTC18 4.1.2.1.2]. La resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti è verificata a SLU [NTC18 4.1.2.3.5]. A SLE si verifica lo stato limite di apertura delle fessure [NTC18 4.1.2.2.4], e la tensione massima nei materiali [NTC18 4.1.2.2.5].

- apertura delle fessure: $k_t=0.40$, $k_1=0.80$, $k_2=0.50$, $k_3=3.40$, $k_4=0.43$. interasse barre non limitato.
- lunghezza di ancoraggio, numero di diametri = 20
- lunghezza di ancoraggio, lunghezza minima = 15 [cm]

10.3 CARICHI

Si considera un sovraccarico come di seguito:

Carico 1:

- descrizione = carico nastriforme 1
- tipologia = variabile
- estremi ($x_i;x_f$) = 70 [cm];300 [cm]
- tipo inserimento = sul profilo
- intensità = 0.02 [N/mm²]

L'analisi sismica è stata eseguita in condizioni sismiche; parametri scelti:

- località = VIGONE [44.84236300,7.49626000]
- vita nominale = 50 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- SLE = SLD
- categoria di sottosuolo = cat B
- categoria topografica = categoria T1
- a_g (SLV) = 1.2944 m/s²
- F_o (SLV) = 2.5169
- a_g (SLD) = 0.5587 m/s²
- F_o (SLD) = 2.5235
- β_m (SLV)= 1
- β_m (SLD)= 1
- β_r (SLV)= 0.57
- > k_h (muro,SLV) = 0.1583
- > k_v (muro,SLV) = 0.0792
- > k_h (muro,SLD) = 0.0683
- > k_v (muro,SLD) = 0.0342
- > k_h (ribaltamento,SLV) = 0.0903
- > k_v (ribaltamento,SLV) = 0.0451

10.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Seguono le combinazioni di carico impiegate per le verifiche:

caso	coefficienti per i carichi
STR (SLU) descr. = SLU A1+M1+R3 coeff. = 1(pp.), 1.3(ter.m.), 1.3(fld.m.)1.3(ter.cs.), 1.3(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.50; -]
SLV_SISMA_SU (SLV) descr. = Sisma_1+1+R_Su coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00;1.00]
SLV_SISMA_GIU (SLV) descr. = Sisma_1+1+R_Giu coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00;1.00]
SLD_SISMA_SU (SLD) descr. = Sisma_1+1+R_Su coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00;1.00]
SLD_SISMA_GIU (SLD) descr. = Sisma_1+1+R_Giu coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00;1.00]
RARA (Caratteristica) descr. = SLE caratteristica (rara) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00; -]
FREQ. (Frequente) descr. = SLE frequente coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00; -]
Q.PERM. (Quasi_Perm) descr. = SLE quasi permanente coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00; -]

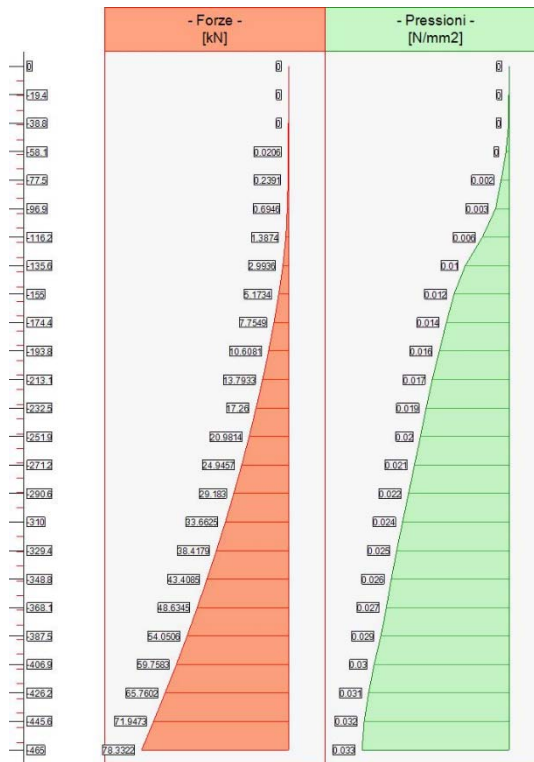
10.5 DIAGRAMMI DELLE SPINTE E PRESSIONI

10.5.1 Caso 1 - SLU

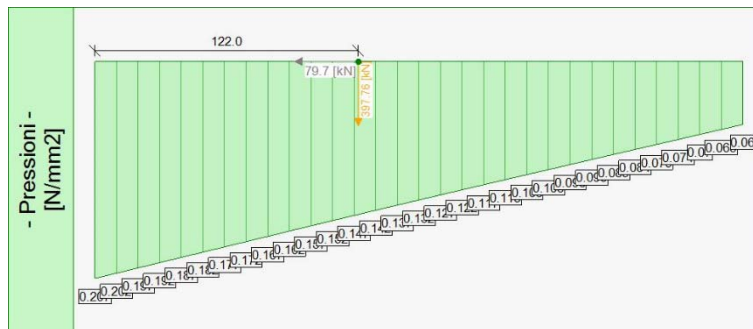
Segue l'andamento delle pressioni e delle spinte su elevazione e fondazione, per la combinazione a SLU:

Elevazione			•	Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Forze [kN]	•	quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Sottopressioni [N/mm ²]
0	0	0	•	-90	0.207	0
0	0	0	•	-80	0.202	0
-19.37	0	0	•	-70	0.197	0
-38.75	0	0	•	-60	0.192	0
-58.12	0	0.0206	•	-50	0.187	0
-77.5	0.002	0.2391	•	-40	0.182	0
-96.87	0.003	0.6946	•	-30	0.177	0
-116.25	0.006	1.3874	•	-30	0.177	0
-135.62	0.01	2.9936	•	-20	0.172	0
-155	0.012	5.1734	•	-20	0.172	0
-174.37	0.014	7.7549	•	-10	0.167	0
-193.75	0.016	10.6081	•	0	0.162	0
-213.12	0.017	13.7933	•	10	0.157	0
-232.5	0.019	17.26	•	20	0.152	0
-251.87	0.02	20.9814	•	30	0.147	0
-271.25	0.021	24.9457	•	40	0.142	0
-290.62	0.022	29.183	•	50	0.137	0
-310	0.024	33.6625	•	60	0.132	0
-329.37	0.025	38.4179	•	70	0.127	0
-348.75	0.026	43.4085	•	80	0.122	0
-368.12	0.027	48.6345	•	90	0.117	0
-387.5	0.029	54.0506	•	100	0.113	0
-406.87	0.03	59.7583	•	110	0.108	0
-426.25	0.031	65.7602	•	120	0.103	0
-445.62	0.032	71.9473	•	130	0.098	0
-465	0.033	78.3322	•	140	0.093	0
			•	150	0.089	0
			•	160	0.084	0
			•	170	0.079	0
			•	180	0.074	0
			•	190	0.07	0
			•	200	0.065	0
			•	210	0.06	0

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Pressioni sul terreno, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 78.3322 [kN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 30.7611 [kN]
- altezza totale, forza orizzontale = 79.6989 [kN]
- altezza totale, forza verticale = 31.2979 [kN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 122 [cm]
- forza orizzontale = 79.7 [kN]
- forza verticale = 397.76 [kN]

10.5.2 Caso 2 – SLV, sisma SU

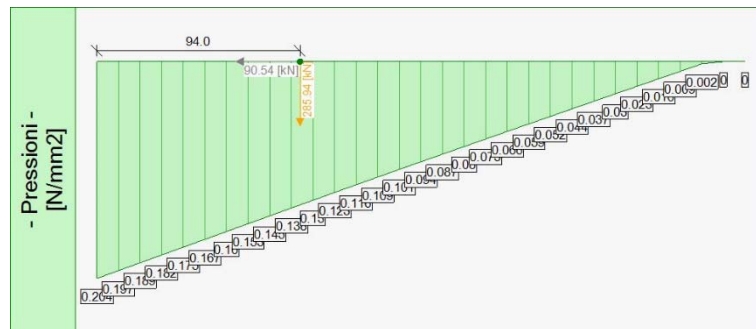
Segue l'andamento delle pressioni e delle spinte su elevazione e fondazione, per la combinazione a SLV, con sisma SU:

Elevazione			• Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Forze [kN]	• quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Sottopressioni [N/mm ²]
0	0.004	0	• -90	0.204	0
0	0.004	0	• -80	0.197	0
-19.37	0.004	0	• -70	0.189	0
-38.75	0.004	0	• -60	0.182	0
-58.12	0.004	0.0158	• -50	0.175	0
-77.5	0.005	0.1839	• -40	0.167	0
-96.87	0.006	0.5343	• -30	0.16	0
-116.25	0.008	1.0672	• -30	0.16	0
-135.62	0.011	2.1796	• -20	0.153	0
-155	0.013	3.7634	• -20	0.153	0
-174.37	0.014	5.6273	• -10	0.145	0
-193.75	0.015	7.6866	• 0	0.138	0
-213.12	0.016	10.0204	• 10	0.13	0
-232.5	0.017	12.5499	• 20	0.123	0
-251.87	0.018	15.2681	• 30	0.116	0
-271.25	0.019	18.1925	• 40	0.109	0
-290.62	0.02	21.2989	• 50	0.101	0
-310	0.021	24.6144	• 60	0.094	0
-329.37	0.022	28.1206	• 70	0.087	0
-348.75	0.023	31.8077	• 80	0.08	0
-368.12	0.024	35.6758	• 90	0.073	0
-387.5	0.025	39.6891	• 100	0.066	0
-406.87	0.026	43.9567	• 110	0.059	0
-426.25	0.027	48.413	• 120	0.052	0
-445.62	0.028	53.0156	• 130	0.044	0
-465	0.028	57.7871	• 140	0.037	0
			• 150	0.03	0
			• 160	0.023	0
			• 170	0.016	0
			• 180	0.009	0
			• 190	0.002	0
			• 200	0	0
			• 210	0	0

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)



Pressioni sul terreno, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 75.444 [kN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 29.627 [kN]
- altezza totale, forza orizzontale = 77.2414 [kN]
- altezza totale, forza verticale = 30.3328 [kN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 94 [cm]
- forza orizzontale = 90.54 [kN]

10.5.3 Caso 3 – SLV sisma GIU

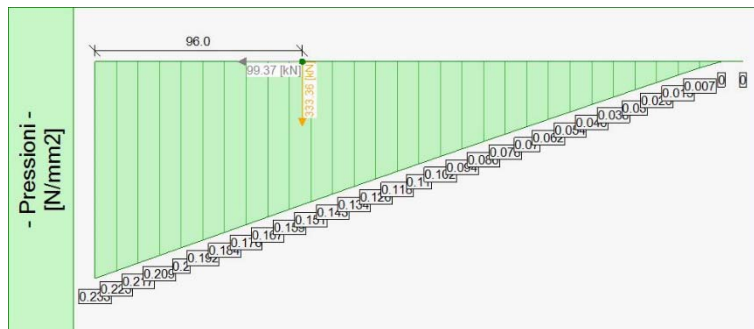
Segue l'andamento delle pressioni e delle spinte su elevazione e fondazione, per la combinazione a SLV, con sisma GIU:

Elevazione			•	Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Forze [kN]	•	quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Sottopressioni [N/mm ²]
0	0.006	0	•	-90	0.233	0
0	0.006	0	•	-80	0.225	0
-19.37	0.006	0	•	-70	0.217	0
-38.75	0.006	0	•	-60	0.209	0
-58.12	0.006	0.0158	•	-50	0.2	0
-77.5	0.007	0.1839	•	-40	0.192	0
-96.87	0.008	0.5343	•	-30	0.184	0
-116.25	0.01	1.0672	•	-30	0.184	0
-135.62	0.013	2.1796	•	-20	0.176	0
-155	0.015	3.7634	•	-20	0.176	0
-174.37	0.016	5.6273	•	-10	0.167	0
-193.75	0.017	7.6866	•	0	0.159	0
-213.12	0.018	10.0204	•	10	0.151	0
-232.5	0.019	12.5499	•	20	0.143	0
-251.87	0.02	15.2681	•	30	0.134	0
-271.25	0.021	18.1925	•	40	0.126	0
-290.62	0.022	21.2989	•	50	0.118	0
-310	0.023	24.6144	•	60	0.11	0
-329.37	0.024	28.1206	•	70	0.102	0
-348.75	0.025	31.8077	•	80	0.094	0
-368.12	0.026	35.6758	•	90	0.086	0
-387.5	0.027	39.6891	•	100	0.078	0
-406.87	0.028	43.9567	•	110	0.07	0
-426.25	0.029	48.413	•	120	0.062	0
-445.62	0.03	53.0156	•	130	0.054	0
-465	0.03	57.7871	•	140	0.046	0
			•	150	0.038	0
			•	160	0.03	0
			•	170	0.023	0
			•	180	0.015	0
			•	190	0.007	0

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)



Pressioni sul terreno, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 84.5438 [kN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 33.2004 [kN]
- altezza totale, forza orizzontale = 86.0724 [kN]
- altezza totale, forza verticale = 33.8007 [kN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

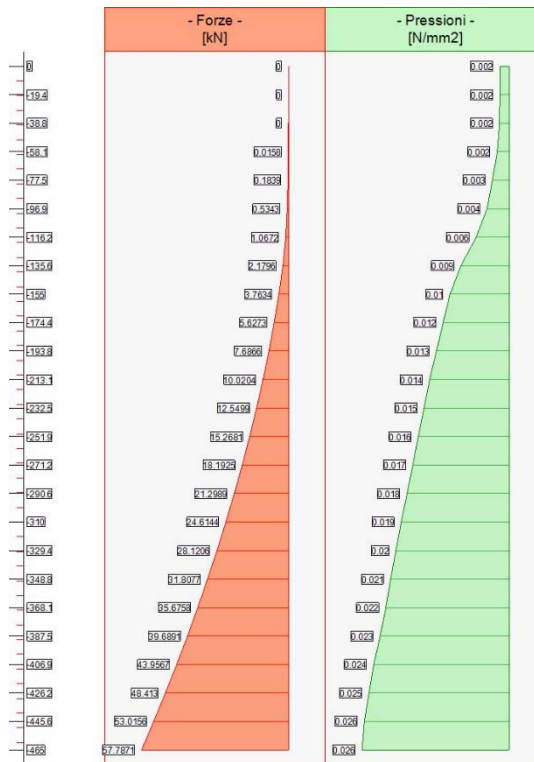
- distanza dal bordo fondazione lato valle = 96 [cm]
- forza orizzontale = 99.37 [kN]
- forza verticale = 333.36 [kN]

10.5.4 Caso 4 – SLD, sisma SU

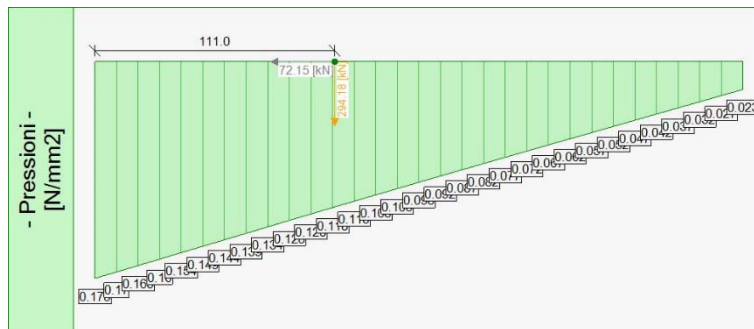
Segue l'andamento delle pressioni e delle spinte su elevazione e fondazione, per la combinazione a SLD, con sisma SU:

Elevazione			•	Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Forze [kN]	•	quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Sottopressioni [N/mm ²]
0	0.002	0	•	-90	0.175	0
0	0.002	0	•	-80	0.17	0
-19.37	0.002	0	•	-70	0.165	0
-38.75	0.002	0	•	-60	0.16	0
-58.12	0.002	0.0158	•	-50	0.154	0
-77.5	0.003	0.1839	•	-40	0.149	0
-96.87	0.004	0.5343	•	-30	0.144	0
-116.25	0.006	1.0672	•	-30	0.144	0
-135.62	0.009	2.1796	•	-20	0.139	0
-155	0.01	3.7634	•	-20	0.139	0
-174.37	0.012	5.6273	•	-10	0.134	0
-193.75	0.013	7.6866	•	0	0.128	0
-213.12	0.014	10.0204	•	10	0.123	0
-232.5	0.015	12.5499	•	20	0.118	0
-251.87	0.016	15.2681	•	30	0.113	0
-271.25	0.017	18.1925	•	40	0.108	0
-290.62	0.018	21.2989	•	50	0.103	0
-310	0.019	24.6144	•	60	0.098	0
-329.37	0.02	28.1206	•	70	0.092	0
-348.75	0.021	31.8077	•	80	0.087	0
-368.12	0.022	35.6758	•	90	0.082	0
-387.5	0.023	39.6891	•	100	0.077	0
-406.87	0.024	43.9567	•	110	0.072	0
-426.25	0.025	48.413	•	120	0.067	0
-445.62	0.026	53.0156	•	130	0.062	0
-465	0.026	57.7871	•	140	0.057	0
			•	150	0.052	0
			•	160	0.047	0
			•	170	0.042	0
			•	180	0.037	0
			•	190	0.032	0
			•	200	0.027	0
			•	210	0.023	0

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 4 (SLD_SISMA_SU [SLD] - Sisma_1+1+R_Su)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 4 (SLD_SISMA_SU [SLD] - Sisma_1+1+R_Su)



Pressioni sul terreno, per il Caso 4 (SLD_SISMA_SU [SLD] - Sisma_1+1+R_Su)

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 65.2287 [kN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 25.6154 [kN]
- altezza totale, forza orizzontale = 66.4093 [kN]
- altezza totale, forza verticale = 26.079 [kN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

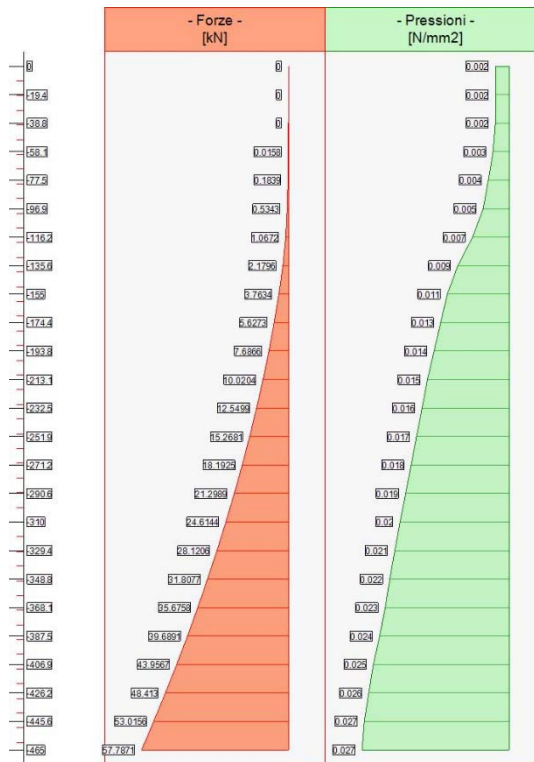
- distanza dal bordo fondazione lato valle = 111 [cm]
- forza orizzontale = 72.15 [kN]

10.5.5 Caso 5 – SLD, sisma GIU

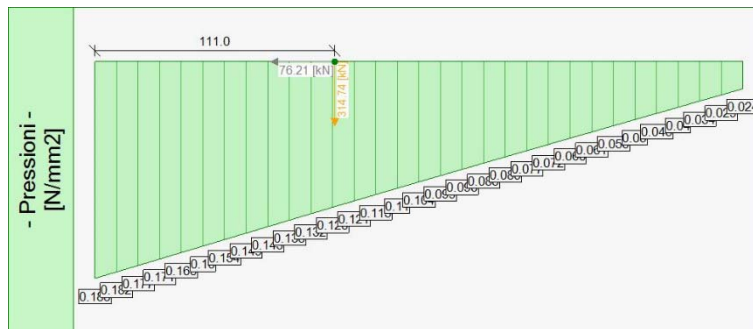
Segue l'andamento delle pressioni e delle spinte su elevazione e fondazione, per la combinazione a SLD, con sisma GIU:

Elevazione			Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Forze [kN]	• quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Sottopressioni [N/mm ²]
0	0.002	0	• -90	0.188	0
0	0.002	0	• -80	0.182	0
-19.37	0.002	0	• -70	0.177	0
-38.75	0.002	0	• -60	0.171	0
-58.12	0.003	0.0158	• -50	0.166	0
-77.5	0.004	0.1839	• -40	0.16	0
-96.87	0.005	0.5343	• -30	0.154	0
-116.25	0.007	1.0672	• -30	0.154	0
-135.62	0.009	2.1796	• -20	0.149	0
-155	0.011	3.7634	• -20	0.149	0
-174.37	0.013	5.6273	• -10	0.143	0
-193.75	0.014	7.6866	• 0	0.138	0
-213.12	0.015	10.0204	• 10	0.132	0
-232.5	0.016	12.5499	• 20	0.126	0
-251.87	0.017	15.2681	• 30	0.121	0
-271.25	0.018	18.1925	• 40	0.115	0
-290.62	0.019	21.2989	• 50	0.11	0
-310	0.02	24.6144	• 60	0.104	0
-329.37	0.021	28.1206	• 70	0.099	0
-348.75	0.022	31.8077	• 80	0.093	0
-368.12	0.023	35.6758	• 90	0.088	0
-387.5	0.024	39.6891	• 100	0.083	0
-406.87	0.025	43.9567	• 110	0.077	0
-426.25	0.026	48.413	• 120	0.072	0
-445.62	0.027	53.0156	• 130	0.066	0
-465	0.027	57.7871	• 140	0.061	0
			• 150	0.056	0
			• 160	0.05	0
			• 170	0.045	0
			• 180	0.04	0
			• 190	0.034	0
			• 200	0.029	0
			• 210	0.024	0

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 5 (SLD_SISMA_GIU [SLD] - Sisma_1+1+R_Giu)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 5 (SLD_SISMA_GIU [SLD] - Sisma_1+1+R_Giu)



Pressioni sul terreno, per il Caso 5 (SLD_SISMA_GIU [SLD] - Sisma_1+1+R_Giu)

Resultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 69.1565 [kN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 27.1578 [kN]
- altezza totale, forza orizzontale = 70.4715 [kN]
- altezza totale, forza verticale = 27.6743 [kN]

Resultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

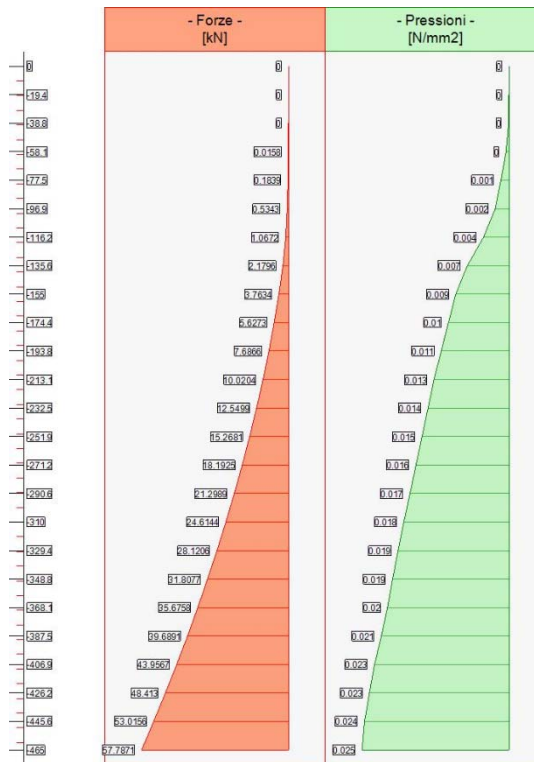
- distanza dal bordo fondazione lato valle = 111 [cm]
- forza orizzontale = 76.21 [kN]
- forza verticale = 314.74 [kN]

10.5.6 Caso 6 - RARA

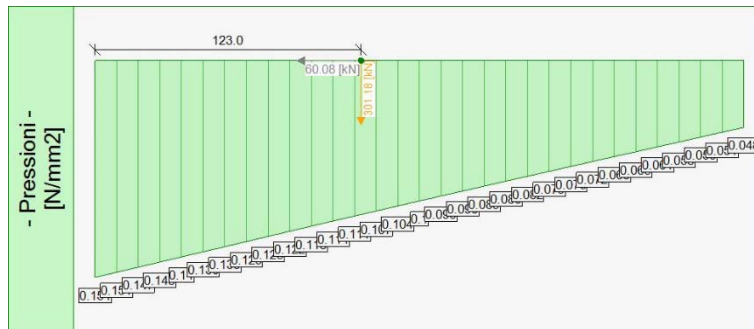
Segue l'andamento delle pressioni e delle spinte su elevazione e fondazione, per la combinazione RARA:

Elevazione			• Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Forze [kN]	• quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Sottopressioni [N/mm ²]
0	0	0	• -90	0.154	0
0	0	0	• -80	0.151	0
-19.37	0	0	• -70	0.147	0
-38.75	0	0	• -60	0.143	0
-58.12	0	0.0158	• -50	0.14	0
-77.5	0.001	0.1839	• -40	0.136	0
-96.87	0.002	0.5343	• -30	0.133	0
-116.25	0.004	1.0672	• -30	0.133	0
-135.62	0.007	2.1796	• -20	0.129	0
-155	0.009	3.7634	• -20	0.129	0
-174.37	0.01	5.6273	• -10	0.125	0
-193.75	0.011	7.6866	• 0	0.122	0
-213.12	0.013	10.0204	• 10	0.118	0
-232.5	0.014	12.5499	• 20	0.114	0
-251.87	0.015	15.2681	• 30	0.111	0
-271.25	0.016	18.1925	• 40	0.107	0
-290.62	0.017	21.2989	• 50	0.104	0
-310	0.018	24.6144	• 60	0.1	0
-329.37	0.019	28.1206	• 70	0.096	0
-348.75	0.019	31.8077	• 80	0.093	0
-368.12	0.02	35.6758	• 90	0.089	0
-387.5	0.021	39.6891	• 100	0.086	0
-406.87	0.023	43.9567	• 110	0.082	0
-426.25	0.023	48.413	• 120	0.079	0
-445.62	0.024	53.0156	• 130	0.075	0
-465	0.025	57.7871	• 140	0.072	0
			• 150	0.068	0
			• 160	0.065	0
			• 170	0.061	0
			• 180	0.058	0
			• 190	0.055	0
			• 200	0.051	0
			• 210	0.048	0

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 6 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 6 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))



Pressioni sul terreno, per il Caso 6 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 57.7871 [kN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 22.6931 [kN]
- altezza totale, forza orizzontale = 60.0836 [kN]
- altezza totale, forza verticale = 23.5949 [kN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 123 [cm]
- forza orizzontale = 60.08 [kN]

10.5.7 Caso 7 - FREQUENTE

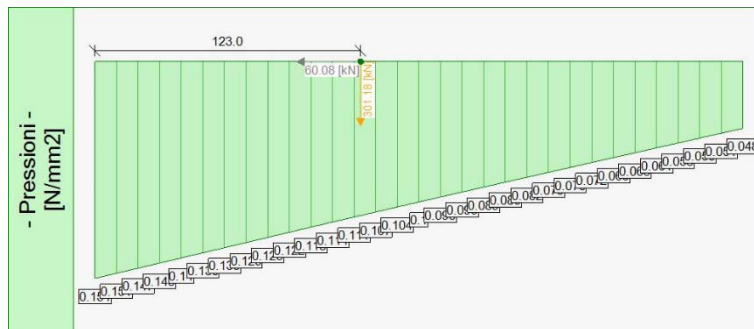
Segue l'andamento delle pressioni e delle spinte su elevazione e fondazione, per la combinazione FREQUENTE:

Elevazione			• Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Forze [kN]	• quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Sottopressioni [N/mm ²]
0	0	0	• -90	0.154	0
0	0	0	• -80	0.151	0
-19.37	0	0	• -70	0.147	0
-38.75	0	0	• -60	0.143	0
-58.12	0	0.0158	• -50	0.14	0
-77.5	0.001	0.1839	• -40	0.136	0
-96.87	0.002	0.5343	• -30	0.133	0
-116.25	0.004	1.0672	• -30	0.133	0
-135.62	0.007	2.1796	• -20	0.129	0
-155	0.009	3.7634	• -20	0.129	0
-174.37	0.01	5.6273	• -10	0.125	0
-193.75	0.011	7.6866	• 0	0.122	0
-213.12	0.013	10.0204	• 10	0.118	0
-232.5	0.014	12.5499	• 20	0.114	0
-251.87	0.015	15.2681	• 30	0.111	0
-271.25	0.016	18.1925	• 40	0.107	0
-290.62	0.017	21.2989	• 50	0.104	0
-310	0.018	24.6144	• 60	0.1	0
-329.37	0.019	28.1206	• 70	0.096	0
-348.75	0.019	31.8077	• 80	0.093	0
-368.12	0.02	35.6758	• 90	0.089	0
-387.5	0.021	39.6891	• 100	0.086	0
-406.87	0.023	43.9567	• 110	0.082	0
-426.25	0.023	48.413	• 120	0.079	0
-445.62	0.024	53.0156	• 130	0.075	0
-465	0.025	57.7871	• 140	0.072	0
			• 150	0.068	0
			• 160	0.065	0
			• 170	0.061	0
			• 180	0.058	0
			• 190	0.055	0
			• 200	0.051	0
			• 210	0.048	0

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 7 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 7 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)



Pressioni sul terreno, per il Caso 7 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 57.7871 [kN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 22.6931 [kN]
- altezza totale, forza orizzontale = 60.0836 [kN]
- altezza totale, forza verticale = 23.5949 [kN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 123 [cm]
- forza orizzontale = 60.08 [kN]
- forza verticale = 301.18 [kN]

10.5.8 Caso 8 – QUASI PERMANENTE

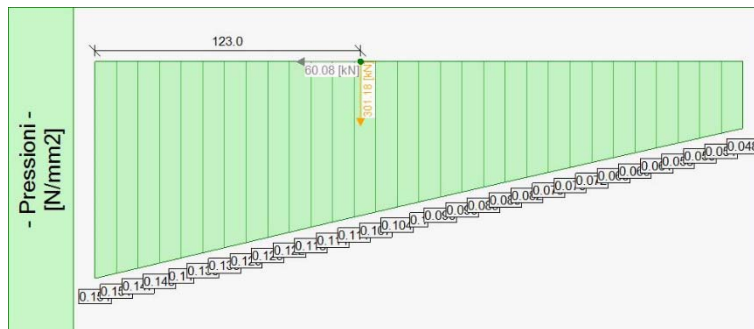
Segue l'andamento delle pressioni e delle spinte su elevazione e fondazione, per la combinazione QUASI PERMANENTE:

Elevazione			•	Fondazione		
quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Forze [kN]	•	quota [cm]	Pressioni [N/mm ²]	Sottopressioni [N/mm ²]
0	0	0	•	-90	0.154	0
0	0	0	•	-80	0.151	0
-19.37	0	0	•	-70	0.147	0
-38.75	0	0	•	-60	0.143	0
-58.12	0	0.0158	•	-50	0.14	0
-77.5	0.001	0.1839	•	-40	0.136	0
-96.87	0.002	0.5343	•	-30	0.133	0
-116.25	0.004	1.0672	•	-30	0.133	0
-135.62	0.007	2.1796	•	-20	0.129	0
-155	0.009	3.7634	•	-20	0.129	0
-174.37	0.01	5.6273	•	-10	0.125	0
-193.75	0.011	7.6866	•	0	0.122	0
-213.12	0.013	10.0204	•	10	0.118	0
-232.5	0.014	12.5499	•	20	0.114	0
-251.87	0.015	15.2681	•	30	0.111	0
-271.25	0.016	18.1925	•	40	0.107	0
-290.62	0.017	21.2989	•	50	0.104	0
-310	0.018	24.6144	•	60	0.1	0
-329.37	0.019	28.1206	•	70	0.096	0
-348.75	0.019	31.8077	•	80	0.093	0
-368.12	0.02	35.6758	•	90	0.089	0
-387.5	0.021	39.6891	•	100	0.086	0
-406.87	0.023	43.9567	•	110	0.082	0
-426.25	0.023	48.413	•	120	0.079	0
-445.62	0.024	53.0156	•	130	0.075	0
-465	0.025	57.7871	•	140	0.072	0
			•	150	0.068	0
			•	160	0.065	0
			•	170	0.061	0
			•	180	0.058	0
			•	190	0.055	0
			•	200	0.051	0
			•	210	0.048	0

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 8 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 8 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)



Pressioni sul terreno, per il Caso 8 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 57.7871 [kN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 22.6931 [kN]
- altezza totale, forza orizzontale = 60.0836 [kN]
- altezza totale, forza verticale = 23.5949 [kN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 123 [cm]
- forza orizzontale = 60.08 [kN]

10.6 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riporta il prospetto riepilogativo delle verifiche geotecniche:

caso di carico	capacità portante	scorrimento	equilibrio
1 - STR (SLU)	- Drenata - q di progetto = 0.163 [N/mm ²] q limite = 0.268 [N/mm ²] --> fs = 1.65 [Verificato]	- Drenata - v applicato = 79.699 [kN] v limite = 225.9517 [kN] --> fs = 2.84 [Verificato]	- Ribaltamento - Stabile --> fs = 2.74 (spost.max.=3.32 [cm]) [Verificato] - Stab. globale - verifica non prevista
2 - SLV_SISMA_SU (SLV)	- Drenata - q di progetto = 0.152 [N/mm ²] q limite = 0.179 [N/mm ²] --> fs = 1.17 [Verificato]	- Drenata - v applicato = 90.5417 [kN] v limite = 178.6762 [kN] --> fs = 1.97 [Verificato]	- Ribaltamento - Stabile --> fs = 2.06 (spost.max.=4.42 [cm]) [Verificato] - Stab. globale - verifica non prevista
3 - SLV_SISMA_GIU (SLV)	- Drenata - q di progetto = 0.174 [N/mm ²] q limite = 0.192 [N/mm ²] --> fs = 1.1 [Verificato]	- Drenata - v applicato = 99.3727 [kN] v limite = 208.3074 [kN] --> fs = 2.1 [Verificato]	- Ribaltamento - Stabile --> fs = 2.24 (spost.max.=5 [cm]) [Verificato] - Stab. globale - verifica non prevista
4 - SLD_SISMA_SU (SLD)	- Drenata - q di progetto = 0.133 [N/mm ²] q limite = 0.249 [N/mm ²] --> fs = 1.88 [Verificato]	- Drenata - v applicato = 72.1501 [kN] v limite = 167.1119 [kN] --> fs = 2.32 [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - verifica non prevista
5 - SLD_SISMA_GIU (SLD)	- Drenata - q di progetto = 0.142 [N/mm ²] q limite = 0.251 [N/mm ²] --> fs = 1.77 [Verificato]	- Drenata - v applicato = 76.2123 [kN] v limite = 178.7947 [kN] --> fs = 2.35 [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - verifica non prevista

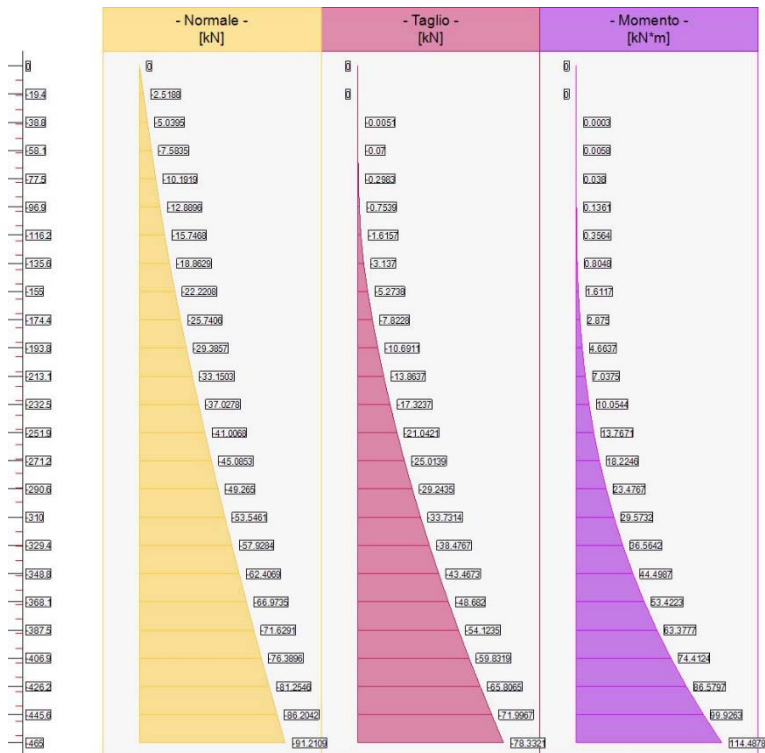
Verifiche geotecniche della fondazione.

caso di carico	p. proprio muro (stab) [kN*m]	p. proprio terreno (stab) [kN*m]	azioni sul muro (stab) [kN*m]	azioni sul muro (instab) [kN*m]	attrito terreno (stab) [kN*m]	spinta terreno (instab) [kN*m]	momento stabilizzante [kN*m]	momento ribaltante [kN*m]	coeff. di sicurezza
1 STR SLU	115.44	501.658	0	0	93.8936	225.7244	618.2535	225.7244	2.74
2 SLV_SISMA_SU SLV	81.7699	360.4562	0	0	80.9859	254.4283	523.2119	254.4283	2.06
3 SLV_SISMA_GIU SLV	95.8301	394.5253	0	0	87.2488	257.5787	577.6043	257.5787	2.24
4 SLD_SISMA_SU SLD	85.7656	377.4907	0	0	70.7847	207.5012	534.041	207.5012	2.57
5 SLD_SISMA_GIU SLD	91.8344	377.4907	0	0	70.7847	190.7485	540.1099	190.7485	2.83
6 RARA RARA	88.8	377.4907	0	0	70.7847	166.6241	537.0755	166.6241	3.22
7 FREQ. FREQUENTE	88.8	377.4907	0	0	70.7847	166.6241	537.0755	166.6241	3.22
8 Q.PERM. QUASI_PERM	88.8	377.4907	0	0	70.7847	166.6241	537.0755	166.6241	3.22

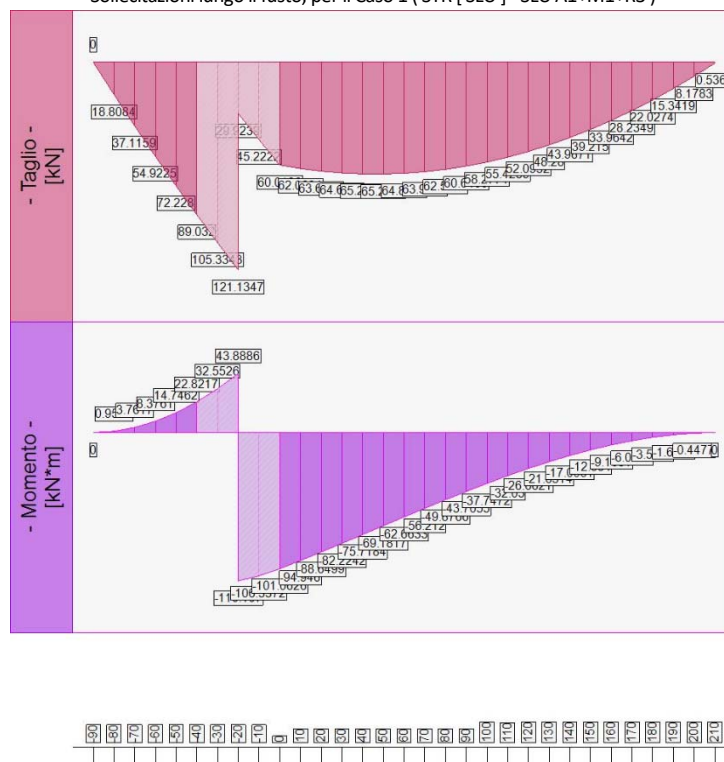
Dettaglio della verifica di ribaltamento.

10.7 VERIFICHE STRUTTURALI

10.7.1 Caso 1 – SLU



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Elevazione, pressoflessione

Elevazione, presso-flessione							
quota [cm]	Normale [kN]	Taglio [kN]	Momento [kN*m]	• Mom.Res.POS [kN*m]	Mom.Res.NEG [kN*m]	FS >1/<1	- -
-19.37	-2.5188	0	0	• 147.6411	-92.3206	> 100	Verificato
-38.75	-5.0395	-0.0051	0.0003	• 148.0256	-92.7093	> 100	Verificato
-58.12	-7.5835	-0.07	0.0058	• 148.4137	-93.1018	> 100	Verificato
-77.5	-10.1919	-0.2983	0.038	• 148.8116	-93.5043	> 100	Verificato
-96.87	-12.8896	-0.7539	0.1361	• 149.2231	-93.9206	> 100	Verificato
-116.25	-15.7468	-1.6157	0.3564	• 149.6589	-94.3614	> 100	Verificato
-135.62	-18.8629	-3.137	0.8048	• 150.1344	-94.842	> 100	Verificato
-155	-22.2208	-5.2738	1.6117	• 150.6466	-95.3603	93.47	Verificato
-174.37	-25.7406	-7.8228	2.875	• 151.1837	-95.9033	52.59	Verificato
-193.75	-29.3857	-10.6911	4.6637	• 151.7398	-96.4656	32.54	Verificato
-213.12	-33.1503	-13.8637	7.0375	• 152.3142	-97.0464	21.64	Verificato
-232.5	-37.0278	-17.3237	10.0544	• 152.9059	-97.6448	15.21	Verificato
-251.87	-41.0068	-21.0421	13.7671	• 153.5133	-98.2588	11.15	Verificato
-271.25	-45.0853	-25.0139	18.2246	• 154.1358	-98.8881	8.46	Verificato
-290.62	-49.265	-29.2435	23.4767	• 154.7735	-99.533	6.59	Verificato
-310	-53.5461	-33.7314	29.5732	• 155.4272	-100.1938	5.26	Verificato
-329.37	-57.9284	-38.4767	36.5642	• 156.0961	-100.87	4.27	Verificato
-348.75	-62.4069	-43.4673	44.4987	• 157.0545	-172.6953	3.53	Verificato
-368.12	-66.9735	-48.682	53.4223	• 157.7477	-173.3862	2.95	Verificato
-387.5	-71.6291	-54.1235	63.3777	• 158.4547	-174.0905	2.5	Verificato
-406.87	-76.3896	-59.8319	74.4124	• 159.1774	-174.8106	2.14	Verificato
-426.25	-81.2546	-65.8065	86.5797	• 350.9927	-175.698	4.05	Verificato
-445.62	-86.2042	-71.9967	99.9263	• 230.6487	-105.7651	2.31	Verificato
-465	-91.2109	-78.3321	114.4878	• 231.3924	-106.5322	2.02	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Elevazione, taglio

Elevazione, taglio							
quota [cm]	Normale [kN]	Taglio [kN]	Momento [kN*m]	• •	Tag.Res. [kN]	FS >1/<1	- -
-19.37	-2.5188	0	0	•	164.2349	> 100	Verificato
-38.75	-5.0395	-0.0051	0.0003	•	164.2349	> 100	Verificato
-58.12	-7.5835	-0.07	0.0058	•	164.2349	> 100	Verificato
-77.5	-10.1919	-0.2983	0.038	•	164.2349	> 100	Verificato
-96.87	-12.8896	-0.7539	0.1361	•	164.2349	> 100	Verificato
-116.25	-15.7468	-1.6157	0.3564	•	164.2349	> 100	Verificato
-135.62	-18.8629	-3.137	0.8048	•	164.2349	52.35	Verificato
-155	-22.2208	-5.2738	1.6117	•	164.2349	31.14	Verificato
-174.37	-25.7406	-7.8228	2.875	•	164.2349	20.99	Verificato
-193.75	-29.3857	-10.6911	4.6637	•	164.2349	15.36	Verificato
-213.12	-33.1503	-13.8637	7.0375	•	164.2349	11.85	Verificato
-232.5	-37.0278	-17.3237	10.0544	•	164.2349	9.48	Verificato
-251.87	-41.0068	-21.0421	13.7671	•	164.2349	7.81	Verificato
-271.25	-45.0853	-25.0139	18.2246	•	164.2349	6.57	Verificato
-290.62	-49.265	-29.2435	23.4767	•	164.2349	5.62	Verificato
-310	-53.5461	-33.7314	29.5732	•	164.2349	4.87	Verificato
-329.37	-57.9284	-38.4767	36.5642	•	164.2349	4.27	Verificato
-348.75	-62.4069	-43.4673	44.4987	•	164.2349	3.78	Verificato
-368.12	-66.9735	-48.682	53.4223	•	164.2349	3.37	Verificato
-387.5	-71.6291	-54.1235	63.3777	•	164.2349	3.03	Verificato
-406.87	-76.3896	-59.8319	74.4124	•	164.2349	2.74	Verificato
-426.25	-81.2546	-65.8065	86.5797	•	214.01	3.25	Verificato
-445.62	-86.2042	-71.9967	99.9263	•	181.4761	2.52	Verificato
-465	-91.2109	-78.3321	114.4878	•	181.4761	2.32	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Fondazione, flessione

Fondazione, flessione							
quota	Taglio	Momento		Mom.Res.POS	Mom.Res.NEG	FS	-
[cm]	[kN]	[kN*m]		[kN*m]	[kN*m]	>1/<1	-
-80	18.8084	0.9529	•	1925768.6	-1925768.6	> 100	Verificato
-70	37.1159	3.7617	•	1925768.6	-1925768.6	51.19	Verificato
-60	54.9225	8.3761	•	1925768.6	-1925768.6	22.99	Verificato
-50	72.228	14.7462	•	1925768.6	-1925768.6	13.06	Verificato
-40	89.032	22.8217	•	1925768.6	-1925768.6	8.44	Verificato
0	60.0186	-101.0626	•	1928477	-1928477	1.91	Verificato
10	62.0634	-94.946	•	1928477	-1928477	2.03	Verificato
20	63.6089	-88.6499	•	1928477	-1928477	2.18	Verificato
30	64.6578	-82.2242	•	1928477	-1928477	2.35	Verificato
40	65.2125	-75.7184	•	1928477	-1928477	2.55	Verificato
50	65.2754	-69.1817	•	1928477	-1928477	2.79	Verificato
60	64.8485	-62.6633	•	1928477	-1928477	3.08	Verificato
70	63.9336	-56.212	•	1928477	-1928477	3.43	Verificato
80	62.5325	-49.8766	•	1928477	-1928477	3.87	Verificato
90	60.6466	-43.7055	•	1928477	-1928477	4.41	Verificato
100	58.2774	-37.7472	•	1928477	-1928477	5.11	Verificato
110	55.4259	-32.05	•	1928477	-1928477	6.02	Verificato
120	52.0932	-26.6621	•	1928477	-1928477	7.23	Verificato
130	48.28	-21.6314	•	1928477	-1928477	8.92	Verificato
140	43.9871	-17.0061	•	1928477	-1928477	11.34	Verificato
150	39.215	-12.834	•	1928477	-1928477	15.03	Verificato
160	33.9642	-9.1631	•	1928477	-1928477	21.05	Verificato
170	28.2349	-6.0411	•	1928477	-1928477	31.92	Verificato
180	22.0274	-3.5161	•	1928477	-1928477	54.85	Verificato
190	15.3419	-1.6357	•	1928477	-1928477	> 100	Verificato
200	8.1783	-0.4477	•	1928477	-1928477	> 100	Verificato

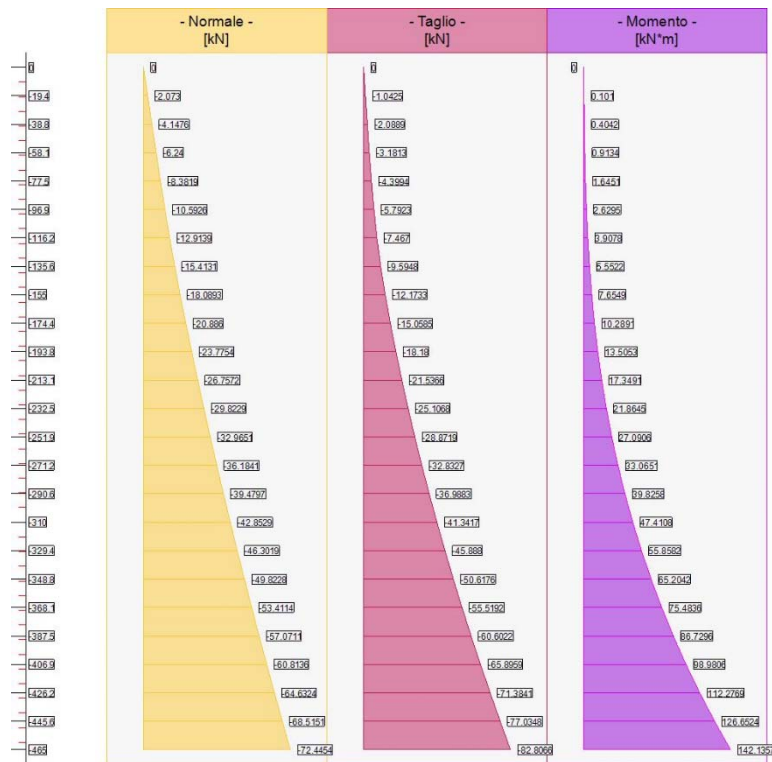
Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Fondazione, taglio

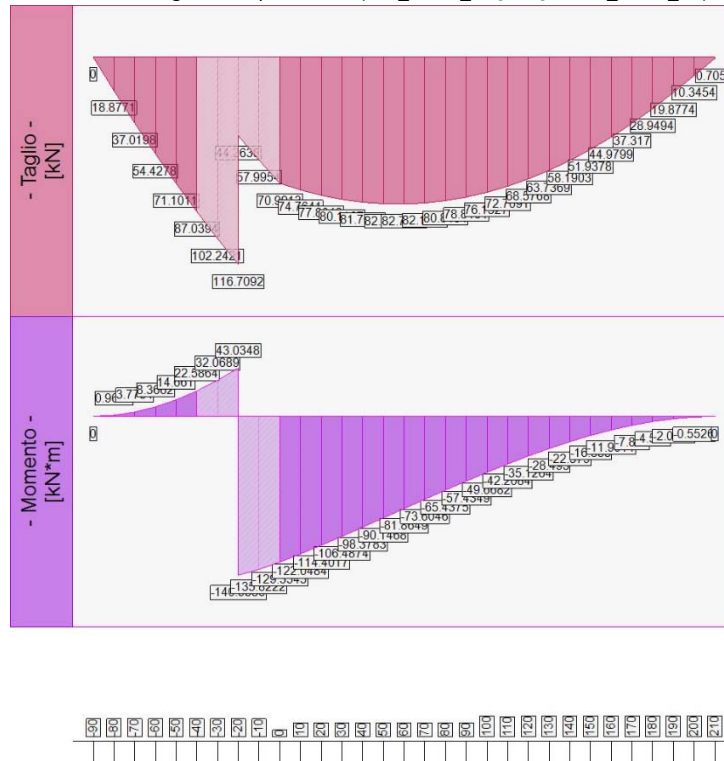
Fondazione, taglio						
quota [cm]	Taglio [kN]	Momento [kN*m]	•	Tag.Res.	FS	-
			•	[kN]	>1/<1	-
-80	18.8084	0.9529	•	19526.4	10.38	Verificato
-70	37.1159	3.7617	•	19526.4	5.26	Verificato
-60	54.9225	8.3761	•	19526.4	3.56	Verificato
-50	72.228	14.7462	•	19526.4	2.7	Verificato
-40	89.032	22.8217	•	19526.4	2.19	Verificato
0	60.0186	-101.0626	•	19526.4	3.25	Verificato
10	62.0634	-94.946	•	19526.4	3.15	Verificato
20	63.6089	-88.6499	•	19526.4	3.07	Verificato
30	64.6578	-82.2242	•	19526.4	3.02	Verificato
40	65.2125	-75.7184	•	19526.4	2.99	Verificato
50	65.2754	-69.1817	•	19526.4	2.99	Verificato
60	64.8485	-62.6633	•	19526.4	3.01	Verificato
70	63.9336	-56.212	•	19526.4	3.05	Verificato
80	62.5325	-49.8766	•	19526.4	3.12	Verificato
90	60.6466	-43.7055	•	19526.4	3.22	Verificato
100	58.2774	-37.7472	•	19526.4	3.35	Verificato
110	55.4259	-32.05	•	19526.4	3.52	Verificato
120	52.0932	-26.6621	•	19526.4	3.75	Verificato
130	48.28	-21.6314	•	19526.4	4.04	Verificato
140	43.9871	-17.0061	•	19526.4	4.44	Verificato
150	39.215	-12.834	•	19526.4	4.98	Verificato
160	33.9642	-9.1631	•	19526.4	5.75	Verificato
170	28.2349	-6.0411	•	19526.4	6.92	Verificato
180	22.0274	-3.5161	•	19526.4	8.86	Verificato
190	15.3419	-1.6357	•	19526.4	12.73	Verificato
200	8.1783	-0.4477	•	19526.4	23.88	Verificato

Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

10.7.2 Caso 2 – SLV, sisma SU



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)



Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)

Elevazione, pressoflessione

Elevazione, presso-flessione							
quota [cm]	Normale [kN]	Taglio [kN]	Momento [kN*m]	• Mom.Res.POS • [kN*m]	Mom.Res.NEG [kN*m]	FS >1/<1	- -
-19.37	-2.073	-1.0425	0.101	• 147.573	-92.2518	> 100	Verificato
-38.75	-4.1476	-2.0889	0.4042	• 147.8895	-92.5718	> 100	Verificato
-58.12	-6.24	-3.1813	0.9134	• 148.2087	-92.8946	> 100	Verificato
-77.5	-8.3819	-4.3994	1.6451	• 148.5354	-93.2251	90.29	Verificato
-96.87	-10.5926	-5.7923	2.6295	• 148.8726	-93.5662	56.62	Verificato
-116.25	-12.9139	-7.467	3.9078	• 149.2266	-93.9243	38.19	Verificato
-135.62	-15.4131	-9.5948	5.5522	• 149.608	-94.3099	26.95	Verificato
-155	-18.0893	-12.1733	7.6549	• 150.0163	-94.7228	19.6	Verificato
-174.37	-20.886	-15.0585	10.2891	• 150.443	-95.1541	14.62	Verificato
-193.75	-23.7754	-18.18	13.5053	• 150.8839	-95.6	11.17	Verificato
-213.12	-26.7572	-21.5366	17.3491	• 151.3387	-96.0601	8.72	Verificato
-232.5	-29.8229	-25.1068	21.8645	• 151.8066	-96.533	6.94	Verificato
-251.87	-32.9651	-28.8719	27.0906	• 152.286	-97.0179	5.62	Verificato
-271.25	-36.1841	-32.8327	33.0651	• 152.7772	-97.5148	4.62	Verificato
-290.62	-39.4797	-36.9883	39.8258	• 153.2803	-98.0232	3.85	Verificato
-310	-42.8529	-41.3417	47.4108	• 153.795	-98.5438	3.24	Verificato
-329.37	-46.3019	-45.888	55.8582	• 154.3215	-99.076	2.76	Verificato
-348.75	-49.8228	-50.6176	65.2042	• 155.1438	-170.7913	2.38	Verificato
-368.12	-53.4114	-55.5192	75.4836	• 155.6888	-171.3343	2.06	Verificato
-387.5	-57.0711	-60.6022	86.7296	• 156.2444	-171.8879	1.8	Verificato
-406.87	-60.8136	-65.8959	98.9806	• 156.8124	-172.4541	1.58	Verificato
-426.25	-64.6324	-71.3841	112.2769	• 348.6279	-173.1958	3.11	Verificato
-445.62	-68.5151	-77.0348	126.6524	• 228.02	-103.0544	1.8	Verificato
-465	-72.4454	-82.8066	142.1357	• 228.6043	-103.6566	1.61	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)

Elevazione, taglio

Elevazione, taglio						
quota [cm]	Normale [kN]	Taglio [kN]	Momento [kN*m]	• Tag.Res. • [kN]	FS >1/<1	- -
-19.37	-2.073	-1.0425	0.101	• 164.2349	> 100	Verificato
-38.75	-4.1476	-2.0889	0.4042	• 164.2349	78.62	Verificato
-58.12	-6.24	-3.1813	0.9134	• 164.2349	51.62	Verificato
-77.5	-8.3819	-4.3994	1.6451	• 164.2349	37.33	Verificato
-96.87	-10.5926	-5.7923	2.6295	• 164.2349	28.35	Verificato
-116.25	-12.9139	-7.467	3.9078	• 164.2349	21.99	Verificato
-135.62	-15.4131	-9.5948	5.5522	• 164.2349	17.12	Verificato
-155	-18.0893	-12.1733	7.6549	• 164.2349	13.49	Verificato
-174.37	-20.886	-15.0585	10.2891	• 164.2349	10.91	Verificato
-193.75	-23.7754	-18.18	13.5053	• 164.2349	9.03	Verificato
-213.12	-26.7572	-21.5366	17.3491	• 164.2349	7.63	Verificato
-232.5	-29.8229	-25.1068	21.8645	• 164.2349	6.54	Verificato
-251.87	-32.9651	-28.8719	27.0906	• 164.2349	5.69	Verificato
-271.25	-36.1841	-32.8327	33.0651	• 164.2349	5	Verificato
-290.62	-39.4797	-36.9883	39.8258	• 164.2349	4.44	Verificato
-310	-42.8529	-41.3417	47.4108	• 164.2349	3.97	Verificato
-329.37	-46.3019	-45.888	55.8582	• 164.2349	3.58	Verificato
-348.75	-49.8228	-50.6176	65.2042	• 164.2349	3.24	Verificato
-368.12	-53.4114	-55.5192	75.4836	• 164.2349	2.96	Verificato
-387.5	-57.0711	-60.6022	86.7296	• 164.2349	2.71	Verificato
-406.87	-60.8136	-65.8959	98.9806	• 164.2349	2.49	Verificato
-426.25	-64.6324	-71.3841	112.2769	• 214.01	3	Verificato
-445.62	-68.5151	-77.0348	126.6524	• 181.4761	2.36	Verificato
-465	-72.4454	-82.8066	142.1357	• 181.4761	2.19	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)

Fondazione, flessione

Fondazione, flessione							
quota	Taglio	Momento		Mom.Res.POS	Mom.Res.NEG	FS	-
[cm]	[kN]	[kN*m]		[kN*m]	[kN*m]	>1/<1	-
-80	18.8771	0.9622	•	1925376	-1925376	> 100	Verificato
-70	37.0198	3.7754	•	1924983.4	-1924983.4	50.99	Verificato
-60	54.4278	8.3662	•	1924590.9	-1924590.9	23	Verificato
-50	71.1011	14.661	•	1924198.3	-1924198.3	13.12	Verificato
-40	87.0394	22.5864	•	1923805.9	-1923805.9	8.52	Verificato
0	70.9913	-129.3545	•	1937572.8	-1937572.8	1.5	Verificato
10	74.7641	-122.0484	•	1937179.1	-1937179.1	1.59	Verificato
20	77.8048	-114.4017	•	1936785.3	-1936785.3	1.69	Verificato
30	80.1167	-106.4874	•	1936394.2	-1936394.2	1.82	Verificato
40	81.7031	-98.3783	•	1936003.1	-1936003.1	1.97	Verificato
50	82.567	-90.1468	•	1935609.5	-1935609.5	2.15	Verificato
60	82.7109	-81.8649	•	1935215.9	-1935215.9	2.36	Verificato
70	82.1373	-73.6046	•	1934825	-1934825	2.63	Verificato
80	80.8484	-65.4375	•	1934434.1	-1934434.1	2.96	Verificato
90	78.8464	-57.4349	•	1934040.6	-1934040.6	3.37	Verificato
100	76.1327	-49.6682	•	1933647.2	-1933647.2	3.89	Verificato
110	72.7091	-42.2084	•	1933256.3	-1933256.3	4.58	Verificato
120	68.5768	-35.1264	•	1932863	-1932863	5.5	Verificato
130	63.7369	-28.493	•	1932469.7	-1932469.7	6.78	Verificato
140	58.1903	-22.379	•	1932079	-1932079	8.63	Verificato
150	51.9378	-16.855	•	1931685.7	-1931685.7	11.46	Verificato
160	44.9799	-11.9914	•	1931292.5	-1931292.5	16.11	Verificato
170	37.317	-7.859	•	1930901.9	-1930901.9	24.57	Verificato
180	28.9494	-4.528	•	1930508.8	-1930508.8	42.63	Verificato
190	19.8774	-2.0691	•	1930115.7	-1930115.7	93.28	Verificato
200	10.3454	-0.5526	•	1929725.3	-1929725.3	> 100	Verificato

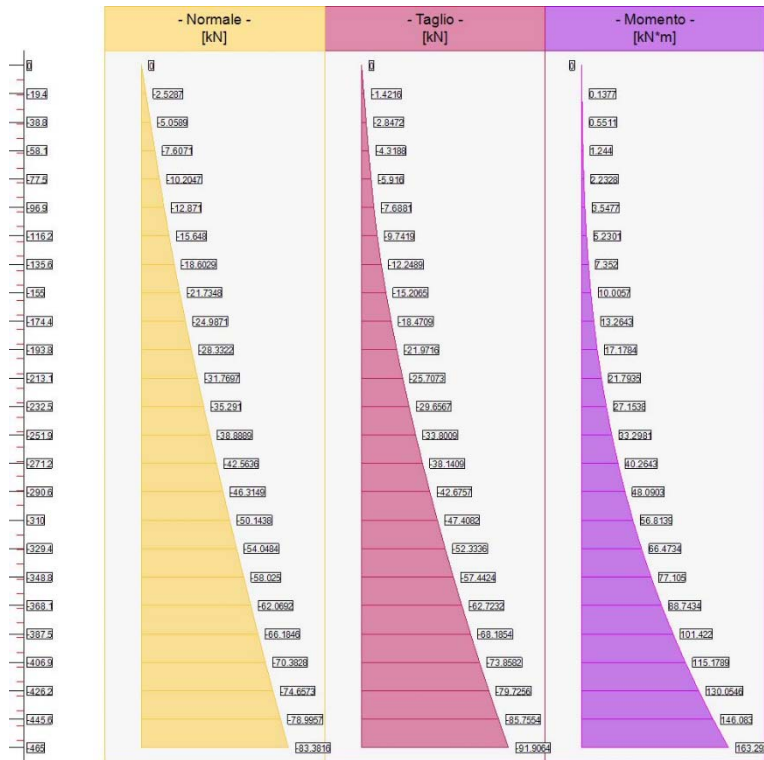
Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)

Fondazione, taglio

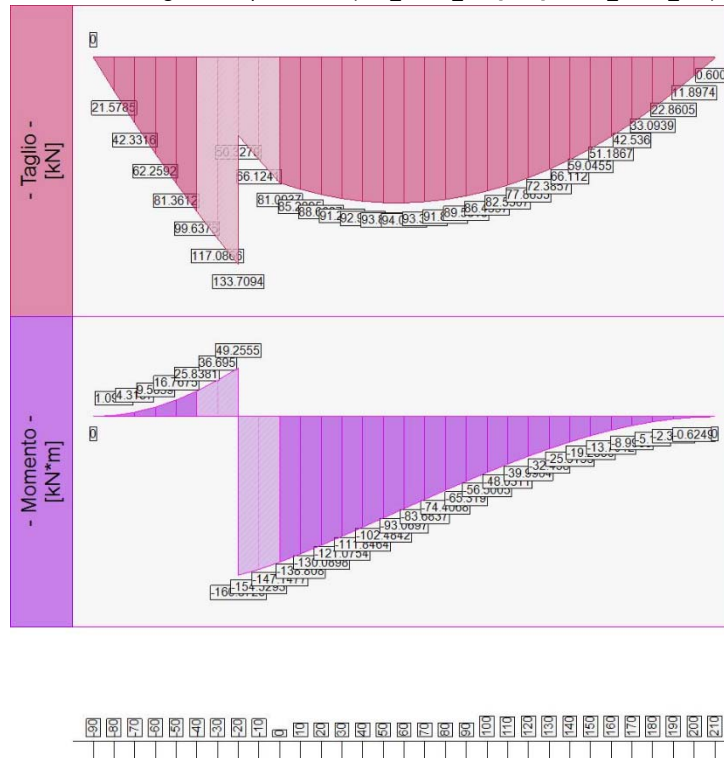
Fondazione, taglio						
quota [cm]	Taglio [kN]	Momento [kN*m]	•	Tag.Res.	FS	-
			•	[kN]	>1/<1	-
-80	18.8771	0.9622	•	19526.4	10.34	Verificato
-70	37.0198	3.7754	•	19526.4	5.27	Verificato
-60	54.4278	8.3662	•	19526.4	3.59	Verificato
-50	71.1011	14.661	•	19526.4	2.75	Verificato
-40	87.0394	22.5864	•	19526.4	2.24	Verificato
0	70.9913	-129.3545	•	19526.4	2.75	Verificato
10	74.7641	-122.0484	•	19526.4	2.61	Verificato
20	77.8048	-114.4017	•	19526.4	2.51	Verificato
30	80.1167	-106.4874	•	19526.4	2.44	Verificato
40	81.7031	-98.3783	•	19526.4	2.39	Verificato
50	82.567	-90.1468	•	19526.4	2.36	Verificato
60	82.7109	-81.8649	•	19526.4	2.36	Verificato
70	82.1373	-73.6046	•	19526.4	2.38	Verificato
80	80.8484	-65.4375	•	19526.4	2.42	Verificato
90	78.8464	-57.4349	•	19526.4	2.48	Verificato
100	76.1327	-49.6682	•	19526.4	2.56	Verificato
110	72.7091	-42.2084	•	19526.4	2.69	Verificato
120	68.5768	-35.1264	•	19526.4	2.85	Verificato
130	63.7369	-28.493	•	19526.4	3.06	Verificato
140	58.1903	-22.379	•	19526.4	3.36	Verificato
150	51.9378	-16.855	•	19526.4	3.76	Verificato
160	44.9799	-11.9914	•	19526.4	4.34	Verificato
170	37.317	-7.859	•	19526.4	5.23	Verificato
180	28.9494	-4.528	•	19526.4	6.75	Verificato
190	19.8774	-2.0691	•	19526.4	9.82	Verificato
200	10.3454	-0.5526	•	19526.4	18.87	Verificato

Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 2 (SLV_SISMA_SU [SLV] - Sisma_1+1+R_Su)

10.7.3 Caso 3 – SLV, sisma GIU



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)



Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)

Elevazione, pressoflessione

Elevazione, presso-flessione							
quota [cm]	Normale [kN]	Taglio [kN]	Momento [kN*m]	• Mom.Res.POS • [kN*m]	Mom.Res.NEG [kN*m]	FS >1/<1	- -
-19.37	-2.5287	-1.4216	0.1377	• 147.6426	-92.3222	> 100	Verificato
-38.75	-5.0589	-2.8472	0.5511	• 148.0287	-92.7126	> 100	Verificato
-58.12	-7.6071	-4.3188	1.244	• 148.4171	-93.1056	> 100	Verificato
-77.5	-10.2047	-5.916	2.2328	• 148.8135	-93.5064	66.65	Verificato
-96.87	-12.871	-7.6881	3.5477	• 149.2202	-93.9177	42.06	Verificato
-116.25	-15.648	-9.7419	5.2301	• 149.644	-94.3459	28.61	Verificato
-135.62	-18.6029	-12.2489	7.352	• 150.0947	-94.8021	20.42	Verificato
-155	-21.7348	-15.2065	10.0057	• 150.5724	-95.2851	15.05	Verificato
-174.37	-24.9871	-18.4709	13.2643	• 151.0688	-95.7869	11.39	Verificato
-193.75	-28.3322	-21.9716	17.1784	• 151.5792	-96.303	8.82	Verificato
-213.12	-31.7697	-25.7073	21.7935	• 152.1038	-96.8334	6.98	Verificato
-232.5	-35.291	-29.6567	27.1538	• 152.6411	-97.3768	5.62	Verificato
-251.87	-38.8889	-33.8009	33.2981	• 153.1899	-97.9319	4.6	Verificato
-271.25	-42.5636	-38.1409	40.2643	• 153.7508	-98.499	3.82	Verificato
-290.62	-46.3149	-42.6757	48.0903	• 154.3233	-99.0779	3.21	Verificato
-310	-50.1438	-47.4082	56.8139	• 154.9077	-99.6687	2.73	Verificato
-329.37	-54.0484	-52.3336	66.4734	• 155.5036	-100.2712	2.34	Verificato
-348.75	-58.025	-57.4424	77.105	• 156.3893	-172.0324	2.03	Verificato
-368.12	-62.0692	-62.7232	88.7434	• 157.0031	-172.6442	1.77	Verificato
-387.5	-66.1846	-68.1854	101.422	• 157.6281	-173.2668	1.55	Verificato
-406.87	-70.3828	-73.8582	115.1789	• 158.2654	-173.9019	1.37	Verificato
-426.25	-74.6573	-79.7256	130.0546	• 350.0543	-174.7049	2.69	Verificato
-445.62	-78.9957	-85.7554	146.083	• 229.5777	-104.6605	1.57	Verificato
-465	-83.3816	-91.9064	163.2927	• 230.2295	-105.3326	1.41	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)

Elevazione, taglio

Elevazione, taglio						
quota [cm]	Normale [kN]	Taglio [kN]	Momento [kN*m]	• Tag.Res. • [kN]	FS >1/<1	- -
-19.37	-2.5287	-1.4216	0.1377	• 164.2349	> 100	Verificato
-38.75	-5.0589	-2.8472	0.5511	• 164.2349	57.68	Verificato
-58.12	-7.6071	-4.3188	1.244	• 164.2349	38.03	Verificato
-77.5	-10.2047	-5.916	2.2328	• 164.2349	27.76	Verificato
-96.87	-12.871	-7.6881	3.5477	• 164.2349	21.36	Verificato
-116.25	-15.648	-9.7419	5.2301	• 164.2349	16.86	Verificato
-135.62	-18.6029	-12.2489	7.352	• 164.2349	13.41	Verificato
-155	-21.7348	-15.2065	10.0057	• 164.2349	10.8	Verificato
-174.37	-24.9871	-18.4709	13.2643	• 164.2349	8.89	Verificato
-193.75	-28.3322	-21.9716	17.1784	• 164.2349	7.47	Verificato
-213.12	-31.7697	-25.7073	21.7935	• 164.2349	6.39	Verificato
-232.5	-35.291	-29.6567	27.1538	• 164.2349	5.54	Verificato
-251.87	-38.8889	-33.8009	33.2981	• 164.2349	4.86	Verificato
-271.25	-42.5636	-38.1409	40.2643	• 164.2349	4.31	Verificato
-290.62	-46.3149	-42.6757	48.0903	• 164.2349	3.85	Verificato
-310	-50.1438	-47.4082	56.8139	• 164.2349	3.46	Verificato
-329.37	-54.0484	-52.3336	66.4734	• 164.2349	3.14	Verificato
-348.75	-58.025	-57.4424	77.105	• 164.2349	2.86	Verificato
-368.12	-62.0692	-62.7232	88.7434	• 164.2349	2.62	Verificato
-387.5	-66.1846	-68.1854	101.422	• 164.2349	2.41	Verificato
-406.87	-70.3828	-73.8582	115.1789	• 164.2349	2.22	Verificato
-426.25	-74.6573	-79.7256	130.0546	• 214.01	2.68	Verificato
-445.62	-78.9957	-85.7554	146.083	• 181.4761	2.12	Verificato
-465	-83.3816	-91.9064	163.2927	• 181.4761	1.97	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)

Fondazione, flessione

Fondazione, flessione							
quota	Taglio	Momento	•	Mom.Res.POS	Mom.Res.NEG	FS	-
[cm]	[kN]	[kN*m]	•	[kN*m]	[kN*m]	>1/<1	-
-80	21.5785	1.0996	•	1925376	-1925376	> 100	Verificato
-70	42.3316	4.3157	•	1924983.4	-1924983.4	44.6	Verificato
-60	62.2592	9.5659	•	1924590.9	-1924590.9	20.12	Verificato
-50	81.3612	16.7675	•	1924198.3	-1924198.3	11.48	Verificato
-40	99.6375	25.8381	•	1923805.9	-1923805.9	7.45	Verificato
0	81.0937	-147.1477	•	1937037.5	-1937037.5	1.32	Verificato
10	85.2895	-138.808	•	1936646.4	-1936646.4	1.4	Verificato
20	88.6627	-130.0898	•	1936255.3	-1936255.3	1.49	Verificato
30	91.2171	-121.0754	•	1935861.6	-1935861.6	1.6	Verificato
40	92.9563	-111.8464	•	1935468	-1935468	1.73	Verificato
50	93.8836	-102.4842	•	1935077	-1935077	1.89	Verificato
60	94.0021	-93.0697	•	1934686.1	-1934686.1	2.08	Verificato
70	93.3146	-83.6837	•	1934292.6	-1934292.6	2.31	Verificato
80	91.8235	-74.4068	•	1933899.2	-1933899.2	2.6	Verificato
90	89.5313	-65.319	•	1933508.3	-1933508.3	2.96	Verificato
100	86.4397	-56.5005	•	1933114.9	-1933114.9	3.42	Verificato
110	82.5507	-48.0311	•	1932721.6	-1932721.6	4.02	Verificato
120	77.8655	-39.9904	•	1932330.9	-1932330.9	4.83	Verificato
130	72.3857	-32.458	•	1931937.6	-1931937.6	5.95	Verificato
140	66.112	-25.5133	•	1931544.4	-1931544.4	7.57	Verificato
150	59.0455	-19.2356	•	1931153.8	-1931153.8	10.04	Verificato
160	51.1867	-13.7042	•	1930760.6	-1930760.6	14.09	Verificato
170	42.536	-8.9983	•	1930367.5	-1930367.5	21.45	Verificato
180	33.0939	-5.197	•	1929977	-1929977	37.14	Verificato
190	22.8605	-2.3795	•	1929584	-1929584	81.09	Verificato
200	11.8974	-0.6249	•	1929191	-1929191	> 100	Verificato

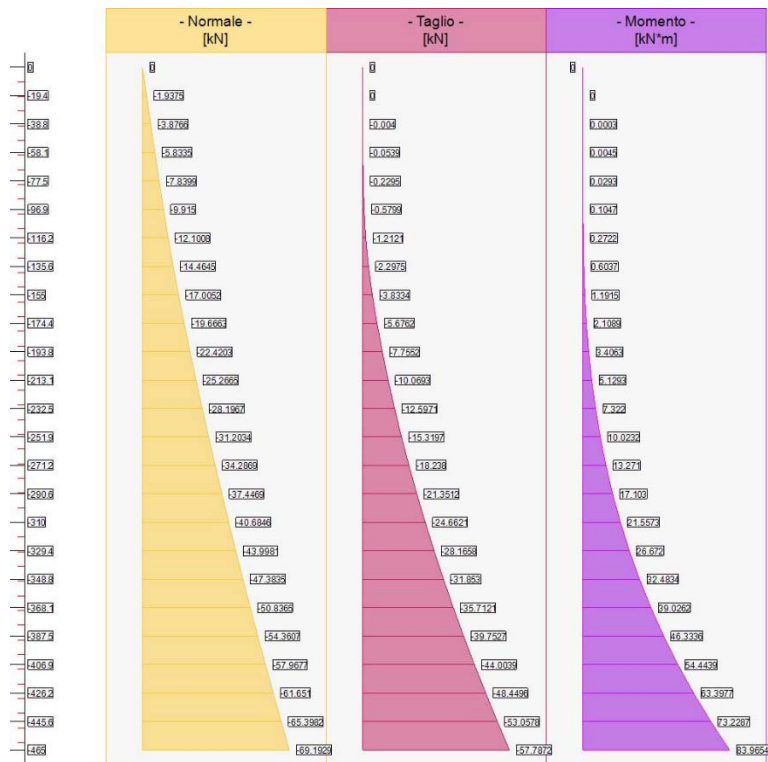
Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)

Fondazione, taglio

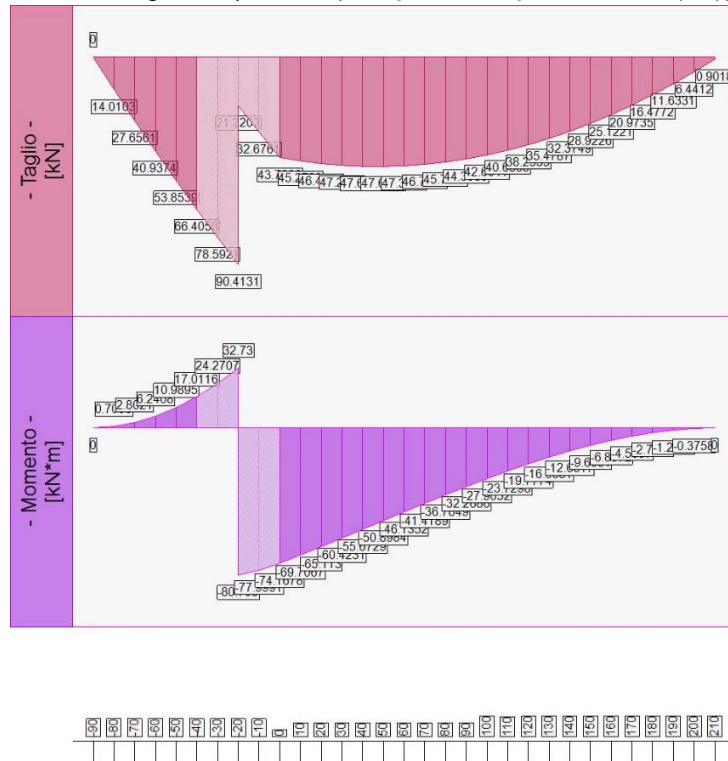
Fondazione, taglio						
quota	Taglio	Momento	•	Tag.Res.	FS	-
[cm]	[kN]	[kN*m]	•	[kN]	>1/<1	-
-80	21.5785	1.0996	•	19526.4	9.05	Verificato
-70	42.3316	4.3157	•	19526.4	4.61	Verificato
-60	62.2592	9.5659	•	19526.4	3.14	Verificato
-50	81.3612	16.7675	•	19526.4	2.4	Verificato
-40	99.6375	25.8381	•	19526.4	1.96	Verificato
0	81.0937	-147.1477	•	19526.4	2.41	Verificato
10	85.2895	-138.808	•	19526.4	2.29	Verificato
20	88.6627	-130.0898	•	19526.4	2.2	Verificato
30	91.2171	-121.0754	•	19526.4	2.14	Verificato
40	92.9563	-111.8464	•	19526.4	2.1	Verificato
50	93.8836	-102.4842	•	19526.4	2.08	Verificato
60	94.0021	-93.0697	•	19526.4	2.08	Verificato
70	93.3146	-83.6837	•	19526.4	2.09	Verificato
80	91.8235	-74.4068	•	19526.4	2.13	Verificato
90	89.5313	-65.319	•	19526.4	2.18	Verificato
100	86.4397	-56.5005	•	19526.4	2.26	Verificato
110	82.5507	-48.0311	•	19526.4	2.37	Verificato
120	77.8655	-39.9904	•	19526.4	2.51	Verificato
130	72.3857	-32.458	•	19526.4	2.7	Verificato
140	66.112	-25.5133	•	19526.4	2.95	Verificato
150	59.0455	-19.2356	•	19526.4	3.31	Verificato
160	51.1867	-13.7042	•	19526.4	3.81	Verificato
170	42.536	-8.9983	•	19526.4	4.59	Verificato
180	33.0939	-5.197	•	19526.4	5.9	Verificato
190	22.8605	-2.3795	•	19526.4	8.54	Verificato
200	11.8974	-0.6249	•	19526.4	16.41	Verificato

Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 3 (SLV_SISMA_GIU [SLV] - Sisma_1+1+R_Giu)

10.7.4 Caso 6 – RARA



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 6 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))



Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 6 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Elevazione, limitazione delle tensioni e fessurazione

Elevazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [N/mm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [N/mm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	- -
-19.37	0.005	> 100	0.071	> 100	0	-	Verificato
-38.75	0.009	> 100	0.141	> 100	0	-	Verificato
-58.12	0.014	> 100	0.214	> 100	0	-	Verificato
-77.5	0.02	> 100	0.297	> 100	0	-	Verificato
-96.87	0.028	> 100	0.402	> 100	0	-	Verificato
-116.25	0.039	> 100	0.547	> 100	0	-	Verificato
-135.62	0.056	> 100	0.763	> 100	0	-	Verificato
-155	0.083	> 100	1.086	> 100	0	-	Verificato
-174.37	0.129	> 100	1.606	> 100	0	-	Verificato
-193.75	0.211	> 100	2.437	> 100	0	-	Verificato
-213.12	0.332	67.53	5.141	70.02	0	-	Verificato
-232.5	0.488	45.92	10.129	35.54	0	-	Verificato
-251.87	0.679	33.02	16.822	21.4	0	-	Verificato
-271.25	0.906	24.74	25.26	14.25	0	-	Verificato
-290.62	1.172	19.12	35.523	10.13	0	-	Verificato
-310	1.48	15.15	47.711	7.55	0	-	Verificato
-329.37	1.832	12.23	61.933	5.81	0	-	Verificato
-348.75	2.14	10.47	78.333	4.6	0	-	Verificato
-368.12	2.572	8.71	96.982	3.71	0.01	-	Verificato
-387.5	3.052	7.34	117.985	3.05	0.01	-	Verificato
-406.87	3.585	6.25	141.454	2.54	0.02	-	Verificato
-426.25	3.016	7.43	69.036	5.21	0	-	Verificato
-445.62	4.269	5.25	128.662	2.8	0.01	-	Verificato
-465	4.887	4.59	149.238	2.41	0.02	-	Verificato

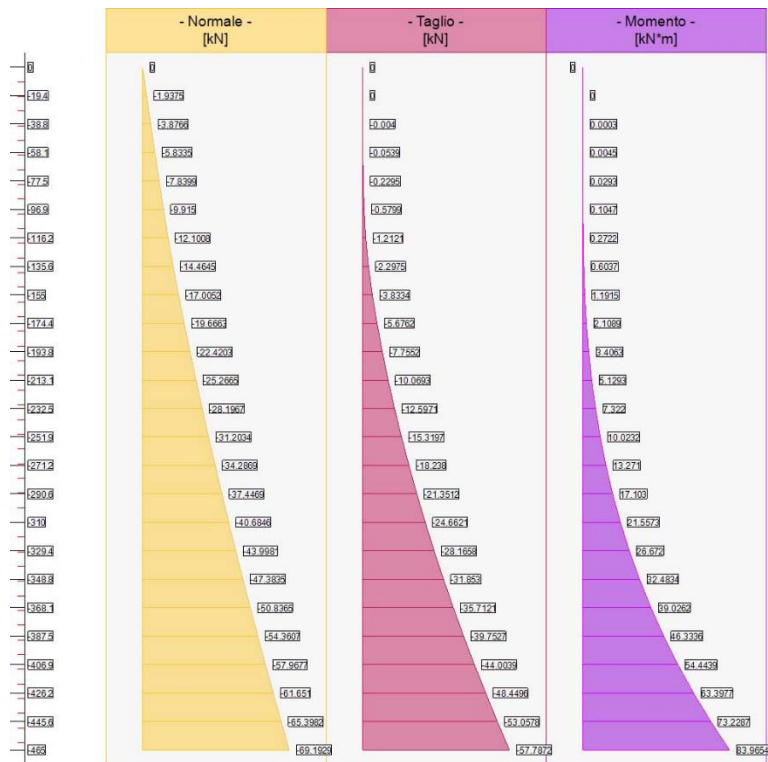
Tensione nei materiali lungo il paramento verticale, per il Caso 6 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Fondazione, limitazione delle tensioni e fessurazione

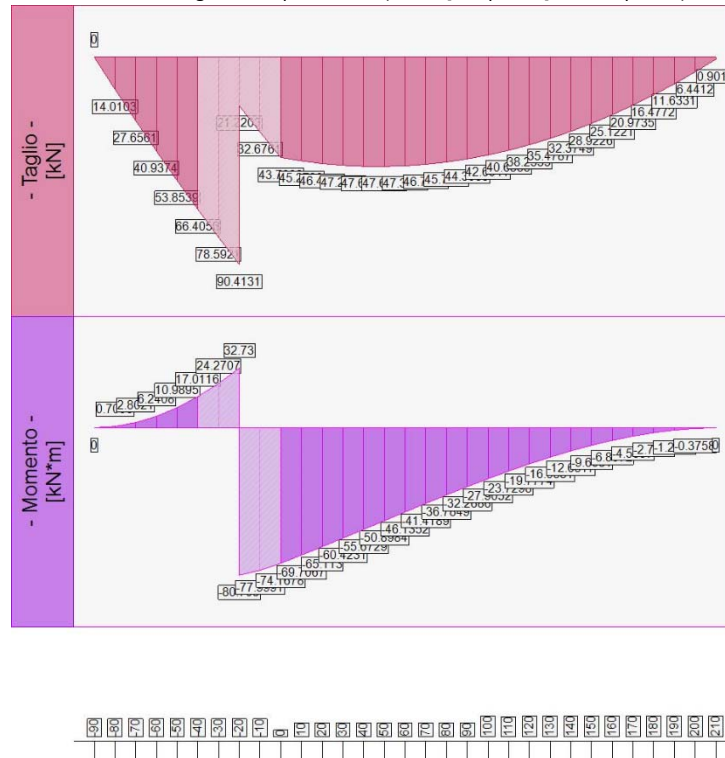
Fondazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [N/mm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [N/mm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	- -
-80	0.031	> 100	1.699	> 100	0	-	Verificato
-70	0.122	> 100	6.707	53.68	0	-	Verificato
-60	0.272	82.26	14.938	24.1	0	-	Verificato
-50	0.48	46.72	26.304	13.69	0	-	Verificato
-40	0.743	30.18	40.718	8.84	0	-	Verificato
0	3.238	6.92	177.522	2.03	0.03	-	Verificato
10	3.043	7.36	166.844	2.16	0.02	-	Verificato
20	2.842	7.88	155.849	2.31	0.02	-	Verificato
30	2.638	8.5	144.624	2.49	0.02	-	Verificato
40	2.43	9.22	133.254	2.7	0.02	-	Verificato
50	2.222	10.09	121.826	2.96	0.02	-	Verificato
60	2.014	11.13	110.425	3.26	0.02	-	Verificato
70	1.808	12.39	99.137	3.63	0.01	-	Verificato
80	1.606	13.96	88.045	4.09	0.01	-	Verificato
90	1.409	15.91	77.235	4.66	0.01	-	Verificato
100	1.218	18.4	66.792	5.39	0.01	-	Verificato
110	1.036	21.63	56.798	6.34	0	-	Verificato
120	0.863	25.96	47.338	7.6	0	-	Verificato
130	0.702	31.92	38.495	9.35	0	-	Verificato
140	0.554	40.48	30.354	11.86	0	-	Verificato
150	0.419	53.43	22.997	15.65	0	-	Verificato
160	0.301	74.43	16.508	21.81	0	-	Verificato
170	0.2	> 100	10.971	32.81	0	-	Verificato
180	0.118	> 100	6.468	55.66	0	-	Verificato
190	0.056	> 100	3.083	> 100	0	-	Verificato
200	0.016	> 100	0.9	> 100	0	-	Verificato

Tensione nei materiali lungo la fondazione, per il Caso 6 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

10.7.5 Caso 7 – FREQUENTE



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 7 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)



Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 7 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

Elevazione, limitazione delle tensioni e fessurazione

Elevazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [N/mm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [N/mm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	- -
-19.37	0.005	-	0.071	-	0	100	Verificato
-38.75	0.009	-	0.141	-	0	100	Verificato
-58.12	0.014	-	0.214	-	0	100	Verificato
-77.5	0.02	-	0.297	-	0	100	Verificato
-96.87	0.028	-	0.402	-	0	100	Verificato
-116.25	0.039	-	0.547	-	0	100	Verificato
-135.62	0.056	-	0.763	-	0	100	Verificato
-155	0.083	-	1.086	-	0	100	Verificato
-174.37	0.129	-	1.606	-	0	100	Verificato
-193.75	0.211	-	2.437	-	0	> 100	Verificato
-213.12	0.332	-	5.141	-	0	91.95	Verificato
-232.5	0.488	-	10.129	-	0	42	Verificato
-251.87	0.679	-	16.822	-	0	23.88	Verificato
-271.25	0.906	-	25.26	-	0	15.36	Verificato
-290.62	1.172	-	35.523	-	0	10.67	Verificato
-310	1.48	-	47.711	-	0	7.81	Verificato
-329.37	1.832	-	61.933	-	0	5.95	Verificato
-348.75	2.14	-	78.333	-	0	4.61	Verificato
-368.12	2.572	-	96.982	-	0.01	3.7	Verificato
-387.5	3.052	-	117.985	-	0.01	3.02	Verificato
-406.87	3.585	-	141.454	-	0.02	2.51	Verificato
-426.25	3.016	-	69.036	-	0	5.97	Verificato
-445.62	4.269	-	128.662	-	0.01	2.95	Verificato
-465	4.887	-	149.238	-	0.02	2.53	Verificato

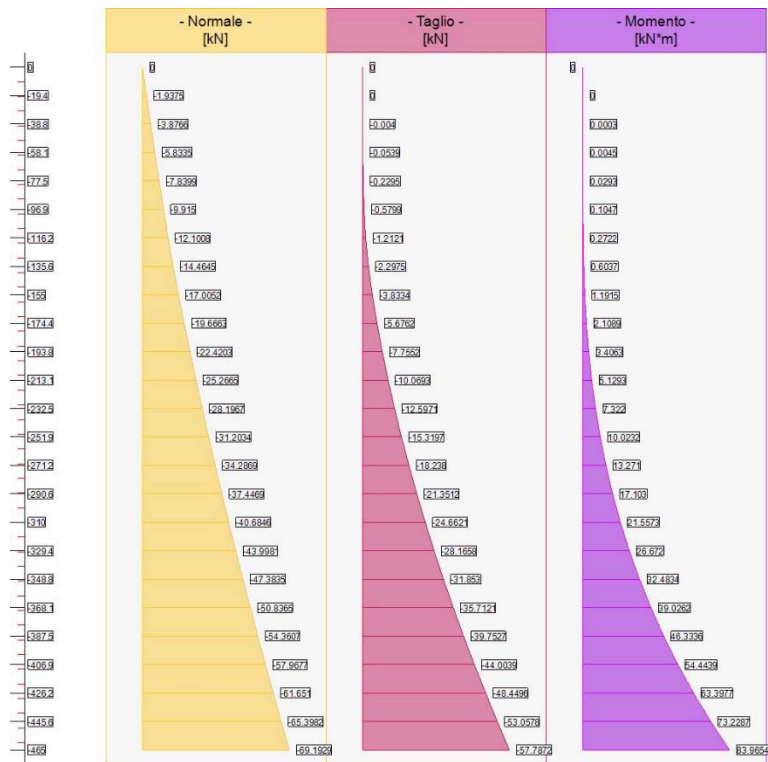
Tensione nei materiali lungo il paramento verticale, per il Caso 7 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

Fondazione, limitazione delle tensioni e fessurazione

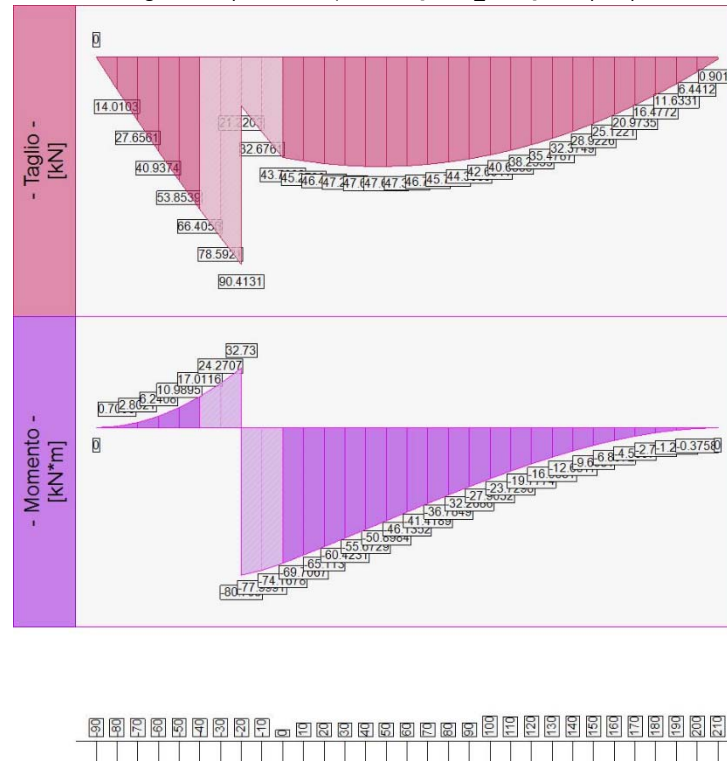
Fondazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [N/mm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [N/mm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	- -
-80	0.031	-	1.699	-	0	> 100	Verificato
-70	0.122	-	6.707	-	0	39.81	Verificato
-60	0.272	-	14.938	-	0	17.87	Verificato
-50	0.48	-	26.304	-	0	10.15	Verificato
-40	0.743	-	40.718	-	0	6.56	Verificato
0	3.238	-	177.522	-	0.03	1.5	Verificato
10	3.043	-	166.844	-	0.02	1.6	Verificato
20	2.842	-	155.849	-	0.02	1.71	Verificato
30	2.638	-	144.624	-	0.02	1.85	Verificato
40	2.43	-	133.254	-	0.02	2	Verificato
50	2.222	-	121.826	-	0.02	2.19	Verificato
60	2.014	-	110.425	-	0.02	2.42	Verificato
70	1.808	-	99.137	-	0.01	2.69	Verificato
80	1.606	-	88.045	-	0.01	3.03	Verificato
90	1.409	-	77.235	-	0.01	3.46	Verificato
100	1.218	-	66.792	-	0.01	4	Verificato
110	1.036	-	56.798	-	0	4.7	Verificato
120	0.863	-	47.338	-	0	5.64	Verificato
130	0.702	-	38.495	-	0	6.94	Verificato
140	0.554	-	30.354	-	0	8.8	Verificato
150	0.419	-	22.997	-	0	11.61	Verificato
160	0.301	-	16.508	-	0	16.17	Verificato
170	0.2	-	10.971	-	0	24.34	Verificato
180	0.118	-	6.468	-	0	41.28	Verificato
190	0.056	-	3.083	-	0	86.59	Verificato
200	0.016	-	0.9	-	0	> 100	Verificato

Tensione nei materiali lungo la fondazione, per il Caso 7 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

10.7.6 Caso 8 – QUASI PERMANENTE



Sollecitazioni lungo il fusto, per il caso 8 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)



Sollecitazioni in fondazione, per il caso 8 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

Elevazione, limitazione delle tensioni e fessurazione

Elevazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [N/mm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [N/mm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	- -
-19.37	0.005	> 100	0.071	-	0	100	Verificato
-38.75	0.009	> 100	0.141	-	0	100	Verificato
-58.12	0.014	> 100	0.214	-	0	100	Verificato
-77.5	0.02	> 100	0.297	-	0	100	Verificato
-96.87	0.028	> 100	0.402	-	0	100	Verificato
-116.25	0.039	> 100	0.547	-	0	100	Verificato
-135.62	0.056	> 100	0.763	-	0	100	Verificato
-155	0.083	> 100	1.086	-	0	100	Verificato
-174.37	0.129	> 100	1.606	-	0	100	Verificato
-193.75	0.211	79.8	2.437	-	0	> 100	Verificato
-213.12	0.332	50.64	5.141	-	0	68.96	Verificato
-232.5	0.488	34.44	10.129	-	0	31.5	Verificato
-251.87	0.679	24.76	16.822	-	0	17.91	Verificato
-271.25	0.906	18.56	25.26	-	0	11.52	Verificato
-290.62	1.172	14.34	35.523	-	0	8	Verificato
-310	1.48	11.36	47.711	-	0	5.86	Verificato
-329.37	1.832	9.18	61.933	-	0	4.46	Verificato
-348.75	2.14	7.85	78.333	-	0	3.46	Verificato
-368.12	2.572	6.54	96.982	-	0.01	2.77	Verificato
-387.5	3.052	5.51	117.985	-	0.01	2.27	Verificato
-406.87	3.585	4.69	141.454	-	0.02	1.88	Verificato
-426.25	3.016	5.57	69.036	-	0	4.48	Verificato
-445.62	4.269	3.94	128.662	-	0.01	2.21	Verificato
-465	4.887	3.44	149.238	-	0.02	1.9	Verificato

Tensione nei materiali lungo il paramento verticale, per il Caso 8 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

Fondazione, limitazione delle tensioni e fessurazione

Fondazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [N/mm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [N/mm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	- -
-80	0.031	> 100	1.699	-	0	> 100	Verificato
-70	0.122	> 100	6.707	-	0	29.86	Verificato
-60	0.272	61.7	14.938	-	0	13.41	Verificato
-50	0.48	35.04	26.304	-	0	7.61	Verificato
-40	0.743	22.63	40.718	-	0	4.92	Verificato
0	3.238	5.19	177.522	-	0.03	1.13	Verificato
10	3.043	5.52	166.844	-	0.02	1.2	Verificato
20	2.842	5.91	155.849	-	0.02	1.28	Verificato
30	2.638	6.37	144.624	-	0.02	1.38	Verificato
40	2.43	6.92	133.254	-	0.02	1.5	Verificato
50	2.222	7.56	121.826	-	0.02	1.64	Verificato
60	2.014	8.35	110.425	-	0.02	1.81	Verificato
70	1.808	9.3	99.137	-	0.01	2.02	Verificato
80	1.606	10.47	88.045	-	0.01	2.27	Verificato
90	1.409	11.93	77.235	-	0.01	2.59	Verificato
100	1.218	13.8	66.792	-	0.01	3	Verificato
110	1.036	16.23	56.798	-	0	3.53	Verificato
120	0.863	19.47	47.338	-	0	4.23	Verificato
130	0.702	23.94	38.495	-	0	5.2	Verificato
140	0.554	30.36	30.354	-	0	6.6	Verificato
150	0.419	40.07	22.997	-	0	8.71	Verificato
160	0.301	55.83	16.508	-	0	12.13	Verificato
170	0.2	84	10.971	-	0	18.25	Verificato
180	0.118	> 100	6.468	-	0	30.96	Verificato
190	0.056	> 100	3.083	-	0	64.94	Verificato
200	0.016	> 100	0.9	-	0	> 100	Verificato

Tensione nei materiali lungo la fondazione, per il Caso 8 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

10.8 RIASSUNTO DELLE VERIFICHE

Di seguito viene riportata la tabella riassuntiva con i fattori di sicurezza minimi (= rapporto Rd/Ed o Cd/Ed) calcolati per tutte le verifiche. La verifica si intende superata se il valore del rapporto è maggiore o uguale a 1.0.

caso di carico	FS C.P.	FS Scorr.	FS Rib.	FS str Fusto, Pflex	FS str Fusto, Taglio	FS str Fusto, σ_{cls}	FS str Fusto, σ_s	FS str Fusto, fess.	FS str Fond, flex	FS str Fond, taglio	FS str Fond, σ_{cls}	FS str Fond, σ_s	FS str Fond, fess.
1 - STR(SLU)	1.65	2.84	Stabile 2.74 (s.max.=3.32 [cm])	2.02	2.32	---	---	---	1.91	2.19	---	---	---
2 - SLV_SISMA_SU(SLV)	1.17	1.97	Stabile 2.06 (s.max.=4.42 [cm])	1.58	2.19	---	---	---	1.5	2.24	---	---	---
3 - SLV_SISMA_GIU(SLV)	1.1	2.1	Stabile 2.24 (s.max.=5 [cm])	1.37	1.97	---	---	---	1.32	1.96	---	---	---
4 - SLD_SISMA_SU(SLD)	1.88	2.32	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5 - SLD_SISMA_GIU(SLD)	1.77	2.35	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6 - RARA(RARA)	---	---	---	---	---	4.59	2.41	---	---	---	6.92	2.03	---
7 - FREQ.(FREQUENTE)	---	---	---	---	---	---	---	2.51	---	---	---	---	1.5
8 - Q.PERM.(QUASI_PERM)	---	---	---	---	---	3.44	---	1.88	---	---	5.19	---	1.13

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

11. CONCLUSIONI

All'interno del presente elaborato sono stati definiti i criteri di dimensionamento, la metodologia di calcolo, i parametri dei materiali e le azioni da applicare agli elementi strutturali costituenti il nuovo ponte sito in via Torino sul torrente Lemina, in località Vigone (TO).

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta mediante modellazioni numeriche, validate da semplici calcoli manuali, atte a riprodurre correttamente il comportamento reale dell'opera durante le fasi di realizzazione e in esercizio.

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Torino, Giugno 2024.