



AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI
Servizio Progettazione Costruzioni e Manutenzione Strade

INTERVENTO FINANZIATO NELL'AMBITO DEL PATTO PER BOLOGNA

VARIANTE ALLA S.P. 65 "DELLA FUTA"

NODO DI RASTIGNANO - 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO
TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE
NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

PROGETTO DEFINITIVO

CORPO STRADALE

OPERE D'ARTE MINORI

SCATOLARE IDRAULICO RIO TORRIANE

SCATOLARE RIO TORRIANE – RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
Ord. Ingg. Brescia N.2188
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

CODICE IDENTIFICATIVO														Ordinatore:																		
RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO																						
Codice Commessa		Lotto, Sub- Cod. Prog. Cod. Appalto		Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS tipologia progressivo		PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo		Rev.																	
1	1	1	4	4	4	0	0	0	1	P	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	—	—	SCALA: —



PROJECT MANAGER:

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

REDATTO:

SUPPORTO SPECIALISTICO:



VERIFICATO:

REVISIONE

n.	data
0	FEBBRAIO 2018
1	—
2	—
3	—
4	—

VISTO DEL PROPRIETARIO DELLE OPERE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Pietro Luminasi

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

SPEA Engineering

VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA”

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE
DELLE OCHE NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E
PIANORO

SCATOLARE RIO TORRIANE – RELAZIONE DI CALCOLO



INDICE

1	PREMESSA	4
2	OGGETTO DELLA PRESENTE RELAZIONE	4
3	DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO.....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	8
5.1	Caratteristiche dei terreni di fondazione e riempimento	8
6	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	9
6.1	Principi fondamentali.....	9
6.2	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	11
6.3	Caratterizzazione delle azioni elementari e combinazioni	11
6.4	Azioni nelle verifiche agli stati limite	12
6.5	Resistenze nelle verifiche agli stati limite	13
6.6	Verifica delle tensioni di esercizio	13
6.7	Indicazioni progettuali per le verifiche.....	14
7	ANALISI STRUTTURALE.....	15
7.1	Criteri di modellazione.....	15
7.2	Analisi dei carichi	16
7.2.1	Peso proprio (Gpp).....	16
7.2.2	Carichi permanenti portati (Gp_cop)	16
7.2.3	Spinta idrostatica	17
7.2.4	Spinta del terreno laterale (Gp_t).....	17
7.2.5	Carichi mobili agenti sulla soletta di copertura (Q_M)	18
7.2.6	Spinte sulle Pareti dovute ai Carichi Mobili Stradali (VAR Q)	20
7.2.7	Azioni termiche (DT_1, DT_2, DT_3; DT_4).....	22
7.2.8	Ritiro (RIT).....	23
7.2.9	Azione sismica (Ex, Ez).....	23
7.3	Gruppi e combinazioni di carico	24
7.3.1	Condizioni di carico elementari (valori caratteristici delle azioni)	24
7.3.2	Coefficienti parziali di sicurezza adottati nelle combinazioni di progetto	25
7.3.3	Riassunto delle combinazioni di carico SLU, SLV e SLE.....	26
8	VERIFICHE	27

8.1	Verifiche di resistenza	27
8.1.1	Sezioni di verifica indagate.....	28
8.1.2	Verifiche di resistenza allo SLU	29
8.1.3	Verifiche SLE	32
8.2	Verifica dell'armatura di ripartizione	33
8.3	Verifica a capacità portante.....	34
8.4	Incidenze.....	36

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto del II Lotto della Variante di Rastignano, si prevede la realizzazione di uno scatolare idraulico di cui la presente relazione tecnico-statica riporta i calcoli strutturali.

2 OGGETTO DELLA PRESENTE RELAZIONE

Nel tratto compreso tra la rotatoria Oche e la rotatoria Parco Paleotto, la strada in progetto attraversa il rio Torriane. In corrispondenza di tale interferenza il rio Torriane sarà tombato all'interno di un manufatto scatolare in calcestruzzo, come illustrato schematicamente in Figura 2-1.

La presente relazione illustra il calcolo strutturale dello scatolare in cui transita il rio Torriane.



Figura 2-1: Contestualizzazione dell'attraversamento fra la strada in progetto e il rio Torriane

3 DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

- Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale emesse dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Istruzioni per la Progettazione e L'esecuzione dei Ponti Ferroviari - Cod. RFI DTC-ICI-PO SP INF 001;
- Istruzioni per L'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.08 alla Progettazione Geotecnica delle Opere Ferro-viarie – Istruzione N. 44G – Cod. RFI DTC-ICI-PO SP INF 007;
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche";
- Raccomandazioni AGI maggio 1994 "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio";
- Linee guida AGI 2005 "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica".

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

In seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzate nei calcoli.

CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTI DI PULIZIA E SOTTOFONDAZIONE

Classe di resistenza:	C12/15;
Classe di consistenza:	S4;
Classe di esposizione:	X0;
Rapporto acqua/cemento massimo:	N.D.;
Minimo contenuto in cemento:	N.D.;
Dimensione massima aggregato:	22/32mm;

CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTO IN OPERA DI SOLETTE DI FONDAZIONE DI SCATOLARI E MURI

Classe di resistenza:	C25/30;
Classe di consistenza:	S4;
Classe di esposizione:	XC2;
Rapporto acqua/cemento massimo:	0.60;
Minimo contenuto in cemento:	280 kg/mc;
Copriferro:	Intradosso 50mm
Estradosso 40mm;	
Dimensione massima aggregato:	32mm;
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 14,1 \text{ MPa};$
Modulo di elasticità istantaneo:	$E_{cm} = 31.447 \text{ MPa};$
Modulo di elasticità tangenziale:	$G = 13.673 \text{ MPa};$
Peso specifico:	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3.$

CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTO IN OPERA DI PIEDRITTI E SOLETTE DI COPERTURA SCATOLARI

Classe di resistenza:	C30/37;
Classe di consistenza:	S4 per Piedritti - S5 per Solette;
Classe di esposizione:	XF2;
Rapporto acqua/cemento massimo:	0.50;
Minimo contenuto in cemento:	320 kg/mc;
Copriferro:	Sup. Interne 50mm
	Sup. Lato Terra 40mm;

Dimensione massima aggregato:	32mm;
Contenuto minimo in aria:	3%;
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 17,4 \text{ MPa}$;
Modulo di elasticità istantaneo:	$E_{cm} = 33.019 \text{ MPa}$;
Modulo di elasticità tangenziale:	$G = 14.356 \text{ MPa}$;
Peso specifico:	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

ACCIAIO DA C.A. (RETI ELETTROSALDATE E BARRE)

Tipo:	B450C;
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk,nom} = 450 \text{ MPa}$;
Tensione normale di calcolo:	$f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$;
Modulo di elasticità:	$E_s = 210.000 \text{ MPa}$;
Coefficiente di Poisson:	$\nu_s = 0.3$;
Peso specifico:	$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

5.1 Caratteristiche dei terreni di fondazione e riempimento

Nella relazione geotecnica di progetto sono riportati i parametri geotecnici medi operativi di riferimento per le unità geotecniche individuate lungo il tracciato della variante di Rastignano.

UNITÀ	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]
RIP	19	0÷2	30÷34	10÷20
1 DAG	20	0÷2	35÷40	25÷35
2 DAS	20	0÷4	32÷36	8÷10
3 DAF	19	4÷8	25÷30	4÷6
SUB ALT	22	20÷25	24÷26	30÷35
SUB	22	50÷60	31÷35	100÷150

La fondazione dell'opera in esame si attesta nell'unità geotecnica definita "1 DAG" (Ghiaie e sabbie in matrice generalmente limosa, con intercalazioni di sabbie limose e limi sabbiosi, di colore variabile da bruno nocciola a grigio piombo, da sciolte a mediamente addensate. I clasti sono di dimensioni pluricentriche, spesso > 10 cm, mediamente 1÷3 cm, da sub-arrotondati ad arrotondati).

Le caratteristiche del terreno da rilevato utilizzato per le spinte sui ritti dello scatolare sono riportate nel prospetto seguente.

	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]
RIEMPIMENTO	20	0	30	35

6 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

6.1 Principi fondamentali

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici delle NTC 14/01/2008, le opere e le varie tipologie strutturali devono soddisfare i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: tutti i requisiti atti a garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- f) rottura di membrane e collegamenti per fatica;
- g) rottura di membrane e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi sono (§ 3.2.1 NTC 2008):

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono (§ 3.2.1 NTC 2008):

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) *per gli stati limite ultimi che possono verificarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;*
- b) *per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.*

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si ottiene con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove: R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate; E_d è l'effetto delle azioni di progetto, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{ki} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni combinate come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, coprono la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e resistenza.

6.2 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I (NTC).

L'opera in esame è classificata come tipo di costruzione "3" (Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica) pertanto:

$$V_N \geq 100 \text{ anni}.$$

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così come indicato al § 2.4.2 (NTC). Per il manufatto in esame si prevede Classe d'uso "III": *"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose*

per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U.$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II (NTC). Per l'opera in esame:

$$C_U = 1.5.$$

Pertanto il periodo di riferimento risulta:

$$V_R = 100 \cdot 1.5 = 150 \text{ anni}.$$

6.3 Caratterizzazione delle azioni elementari e combinazioni

Per la classificazione delle azioni si rimanda al § 2.5.1 (NTC).

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

- b) **Combinazione caratteristica rara**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (NTC):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \psi_{23} * Q_{k3} + \dots$$

- e) **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 delle NTC):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

- f) **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6 delle NTC):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ sono indicati nelle seguenti tabelle delle NTC: Tab.2.6.I (§ 2.6.1), **Tab.5.1.V** (§ 5.1.3.12) per le azioni sui ponti stradali e pedonali, Tab.6.2.I (§ 6.2.3.1.1).

I valori dei coefficienti di combinazioni delle azioni variabili ψ sono indicati nelle seguenti tabelle delle NTC: Tab.2.5.I (§ 2.5.3), **Tab.5.1.VI** (§ 5.1.3.12) per le azioni sui ponti stradali e pedonali, Tab.6.2.I (§ 6.2.3.1.1).

6.4 Azioni nelle verifiche agli stati limite

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3 (NTC).

A) STATI LIMITE ULTIMI

La Tab. 2.6.I (NTC) fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti norme, in particolare nella Tab. 5.1.V (NTC), relativa ai ponti stradali, e nella Tab. 5.2.V (NTC), relativa ai ponti ferroviari.

Per le verifiche nei confronti dello SLU di equilibrio di corpo rigido (v. voce a di § 2.2.1) si utilizzano i coefficienti γ_F riportati nella colonna EQU delle tabelle sopra citate.

Per le verifiche degli SLU di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR) (v. voci *b, c, d, g, h* di § 2.2.1) e di resistenza del terreno (GEO) (v. voce *e* di § 2.2.1) si possono adottare due approcci progettuali alternativi.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali (A, M, R). nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel Cap. 6 delle NTC.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6.

B) STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Nel Cap. 4 per le condizioni non sismiche e nel Cap. 7 per le condizioni sismiche sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione con riferimento ai diversi materiali strutturali.

6.5 Resistenze nelle verifiche agli stati limite

In accordo con il Cap.11 delle NTC, le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove: f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale, γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

Il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico R_d viene determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab.6.2.II (NTC) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (v. Cap. 6 delle NTC).

6.6 Verifica delle tensioni di esercizio

Verifica delle tensioni di esercizio:

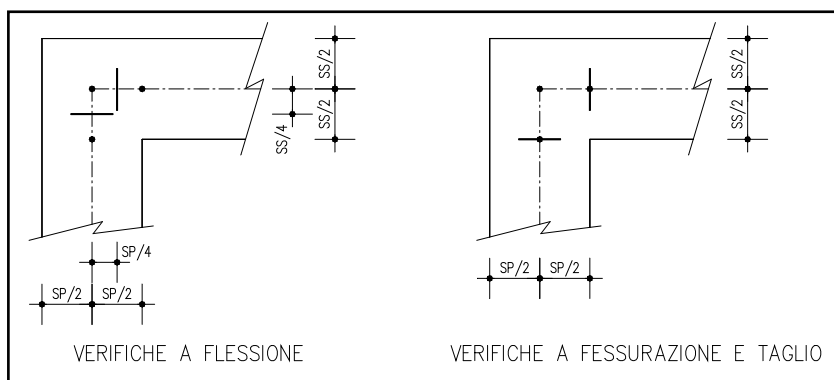
tale verifica viene effettuata per le combinazioni quasi permanenti e caratteristica secondo le indicazioni contenute nelle NTC in vigore. I valori limite per la tensione massima di compressione nel calcestruzzo e dell'acciaio sono riportati nel paragrafo 8.1.3 della presente relazione di calcolo.

6.7 Indicazioni progettuali per le verifiche

Le verifiche a flessione vengono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche di fessurazione e di taglio vengono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica si riferiscono a sezioni di larghezza pari ad $i = 1.00\text{m}$.

7 ANALISI STRUTTURALE

7.1 Criteri di modellazione

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera è stato effettuato utilizzando un modello di calcolo piano, costituito da un telaio rettangolare chiuso, rappresentativo di una "fetta" di scatolare di larghezza unitaria (1 m) realizzato con il programma agli elementi finiti "Sap2000" della "Computers & Structures Inc.", Berkeley - California (USA). In particolare, piedritti, soletta di fondazione e soletta di copertura sono stati modellati da elementi finiti monodimensionali "frames", posti in corrispondenza della rispettiva linea media.

Si sono considerati infinitamente rigidi e resistenti i nodi di intersezione tra i ritti e le solette di fondazione e copertura.

L'elemento trave che rappresenta la soletta di fondazione è stato schematizzato come trave su suolo elastico (suddivisa in sotto-elementi finiti di lunghezza opportuna) con costante di Winkler pari a:

$$K_s = 10000 \frac{kN}{m^3}$$

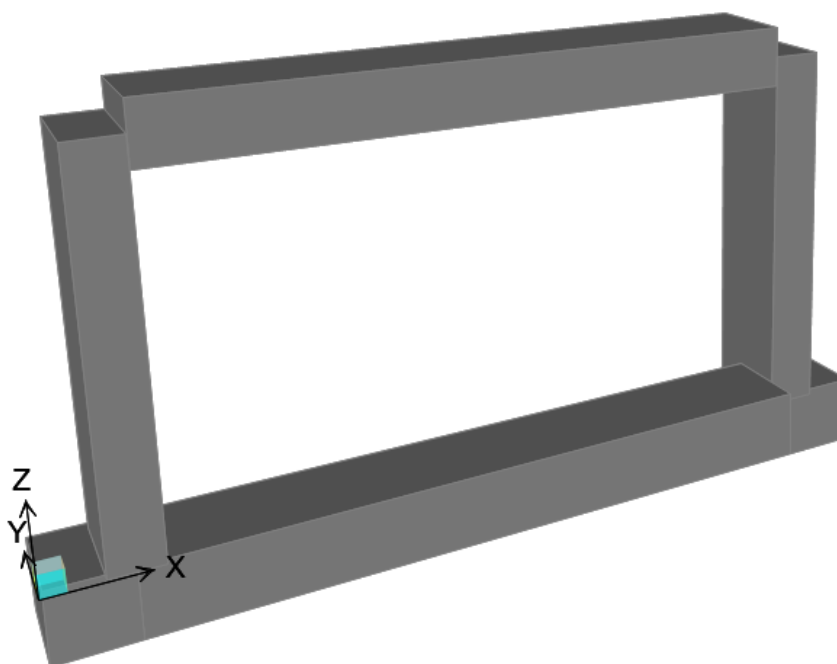


Figura 7-1: Modello agli elementi finiti

Le caratteristiche geometriche generali sono:

- spessore soletta superiore: $S_s = 0.60m$;
- spessore pareti esterne: $S_{pe} = 0.50m$;
- spessore soletta di fondazione: $S_{sf} = 0.70m$;
- luce di calcolo: $L_c = 6.25 + 0.50/2 + 0.50/2 = 6.75m$;

- altezza di calcolo: $H_c = 3.50 + 0.50/2 + 0.70/2 = 4.10\text{m}$.

Al fine di assicurare una più agevole lettura dei tabulati si fa notare quanto segue:

- Le unità di misura utilizzate in SAP sono il kN ed il m.
- Il sistema di riferimento globale assunto per le strutture ha asse Z verticale, asse Y diretto lungo l'asse di spinta del monolite, asse X nel piano orizzontale (nella sezione perpendicolare all'asse di spinta) ed ortogonale all'asse Z. La soletta inferiore è alla quota $Z=0$.
- Ogni elemento finito ha un suo sistema di riferimento locale rispetto al quale sono definite le tensioni e le caratteristiche della sollecitazione riportate nelle uscite del programma di calcolo e nelle successive verifiche eseguite nella presente relazione. L'asse 1 locale degli elementi è assunto sempre coassiale all'elemento con origine sul nodo iniziale, mentre l'asse 3 locale è ortogonale all'asse 1 locale e giacente nel piano del modello di calcolo.
- Le tensioni normali sono positive se di trazione.

Si distinguono le fibre esterne (superfici esterne del manufatto) che sono le fibre della soletta superiore a contatto con il ballast nonché le fibre dei ritti e della soletta inferiore a contatto con il terreno, e le fibre interne (superfici interne del manufatto) che sono le rimanenti. I momenti flettenti sono assunti positivi per convenzione quando tendono le fibre interne.

La variabilità delle condizioni al contorno quali ad esempio spinta asimmetrica del terreno, altezza del ricoprimento superiore, altezza del ricoprimento interno, quota della falda, ecc., viene tenuta in conto nella determinazione dei carichi che gravano sulla struttura in modo da poter ottenere gli effetti più gravosi sugli elementi strutturali.

L'analisi strutturale viene effettuata per una striscia di larghezza $i = 1.00\text{m}$.

7.2 Analisi dei carichi

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi e delle spinte delle terre. Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

7.2.1 *Peso proprio (Gpp)*

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato in ragione di 25 kN/m^3 ed è computato automaticamente dal programma di calcolo sulla base delle dimensioni geometriche degli elementi strutturali.

7.2.2 *Carichi permanenti portati (Gp_cop)*

Il carico permanente agente sulla soletta superiore è costituito dal peso di ricoprimento (comprensivo della sovrastruttura stradale) valutato in ragione di 20 kN/m^3 .

Lo spessore medio del ricoprimento della soletta di copertura è assunto pari a 1.50 m , dunque:

$$G_{p_cop} = \gamma \cdot s = 20 \frac{kN}{m^3} \cdot 1,45m = 30 \frac{kN}{m^2}$$

In aggiunta ai suddetti carichi, alla sommità dei ritto sono state applicate due forze verticali concentrate, equivalenti al carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del ritto. Tali forze assumono il valore di 7 kN/m.

7.2.3 Spinta idrostatica

A favore di sicurezza si considera la falda in corrispondenza del piano campagna

La spinta idrostatica, con andamento triangolare vale, all'intradosso della soletta inferiore:

$$G_{pw_max} = \gamma_w \cdot h_w = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 4,8m = 48 \frac{kN}{m^2}$$

La sottospinta idraulica dovuta alla presenza della falda agente all'intradosso della soletta di fondazione vale:

$$G_{pw_fond} = \gamma_w \cdot h_w = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 4,80m = 48 \frac{kN}{m^2}$$

7.2.4 Spinta del terreno laterale (G_{p_t})

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno di rilevato ferroviario ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (K_0). Si assume:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\varphi' = 35^\circ;$$

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2.$$

Pertanto il coefficiente di spinta a riposo vale:

$$K_0 = 0,426$$

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui dritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_h = p'_v \cdot K_0$$

dove $p'_v = \gamma_t \cdot z$ è la pressione verticale efficace alla quota z ; la distribuzione delle pressioni è un diagramma trapezoidale a partire dalla sommità del ritto.

In presenza di falda:

- $P_{\text{Terreno}_z=1,45}$ = Pressione all'estradosso della Soletta Superiore = 6,2 kN/m/m;
- $P_{\text{Terreno}_z=1,75}$ = Pressione in asse alla Soletta Superiore = 7,45 kN/m/m;
- $P_{\text{Terreno}_z=5,60}$ = Pressione in asse alla Soletta Inferiore = 23,85 kN/m/m;
- $P_{\text{Terreno}_z=5,95}$ = Pressione all'intradosso della Soletta Inferiore = 25,35 kN/m/m

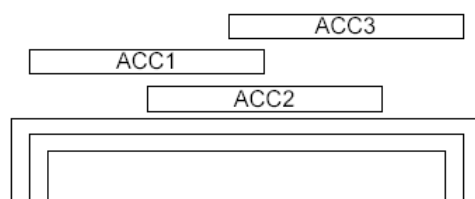
Poiché la modellazione dello scatolare è effettuata in asse alla soletta superiore e di fondazione, il contributo delle spinte agenti sui semispessori delle solette non modellati verranno applicati in termini di carichi orizzontali concentrati alle estremità dei ritii. Tali azioni valgono rispettivamente:

$F_{\text{Terreno}_z=1,75}$ = Forza indotta dalla Pressione agente sul semispessore della Soletta Superiore = 2,05 kN/m;

$F_{\text{Terreno}_z=5,60}$ = Forza indotta dalla Pressione agente sul semispessore della Soletta Inferiore = 8,61 kN/m.

7.2.5 Carichi mobili agenti sulla soletta di copertura (Q_M)

Con riferimento allo schema di carico 1 riportato al punto 5.1.3.3.3 di cui al D.M. 14/01/2008, si è considerata la lunghezza di diffusione a 45° delle impronte di carico fino al livello di mezzeria della soletta di copertura. Si sono quindi considerate tre differenti disposizioni dei carichi: la prima "QM1", centrata rispetto alla mezzeria della soletta al fine di massimizzare il momento flettente e la seconda "QM2" e la terza "QM3", alternativamente accostate ad un ritto al fine di massimizzare l'azione di taglio nella soletta.



Schema di carico

I valori dei carichi mobili agenti sulla soletta di fondazione sono riportati nelle Figure seguenti.

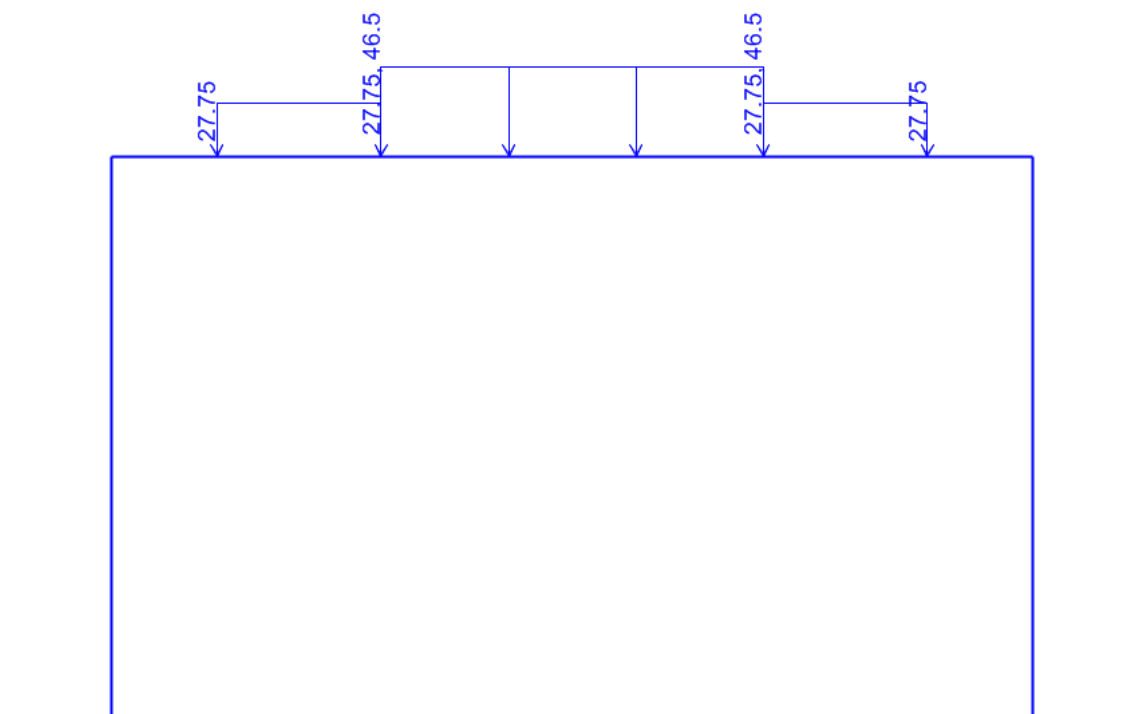


Figura 7.2 - Prima distribuzione del carico mobile nella soletta di impalcato "QM_1".

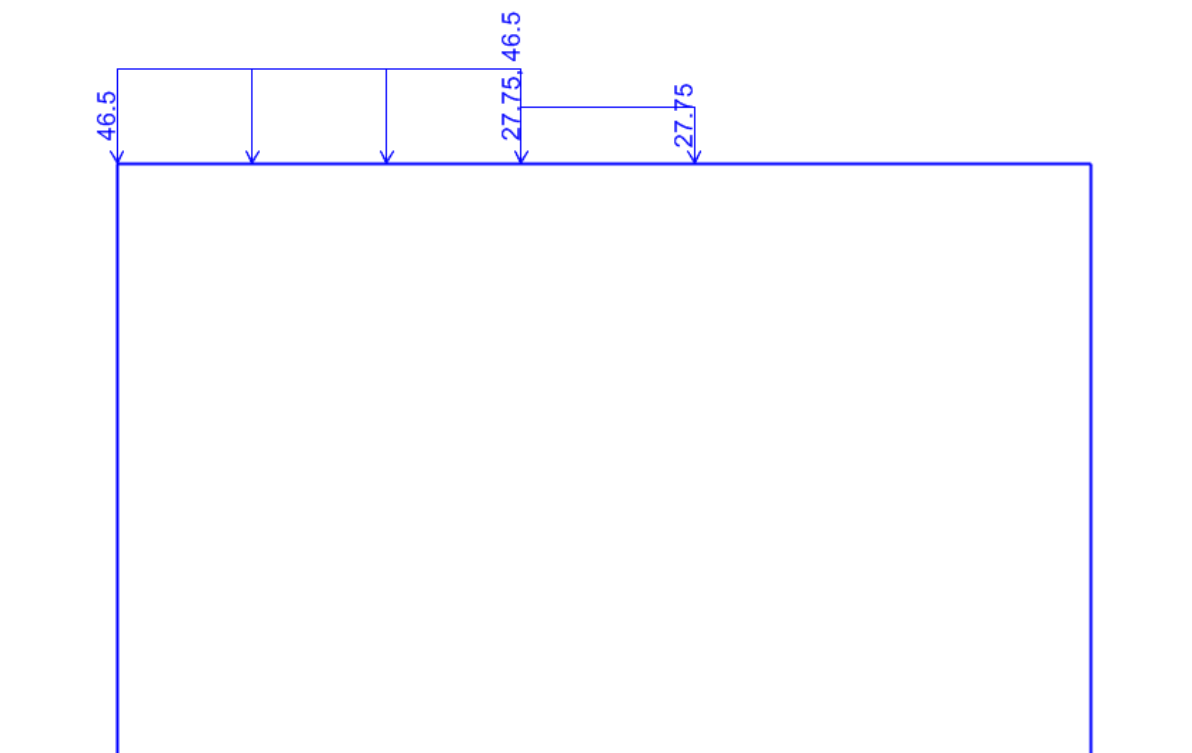


Figura 7.3 – Seconda distribuzione del carico mobile nella soletta di impalcato "QM_2".

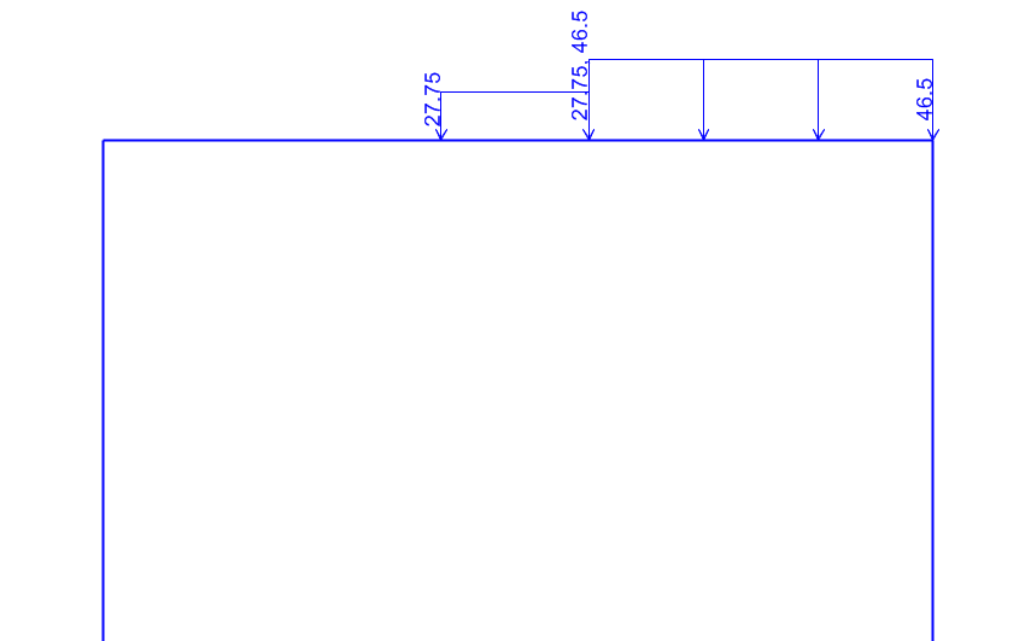


Figura 7.4 – Terza distribuzione del carico mobile nella soletta di impalcato "QM_3".

7.2.6 Spinte sulle Pareti dovute ai Carichi Mobili Stradali (VAR Q)

La presenza dei carichi mobili ai lati della struttura comporta la presenza di una spinta orizzontale sulle pareti della stessa. Per la valutazione di tale spinta si è fatto riferimento, come per la spinta litostatica, al coefficiente di spinta a riposo.

Conformemente a quanto previsto al par. C5.1.3.3.7.1 dalle "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni", il carico verticale agente su rilevati e terrapieni adiacenti ai ponti può essere assunto pari allo Schema di Carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m (si assume una diffusione del carico all'interno del rilevato con angolo 45°). La distribuzione delle pressioni è un diagramma trapezoidale a partire dalla sommità del ritto.

La pressione così determinata è meno gravosa di quella ottenuta applicando, a tergo dell'opera, un sovraccarico verticale costante da traffico di intensità pari a 20.0 KPa. Si è quindi optato per tale distribuzione di carico.

Poiché la modellazione dello scatolare è effettuata in asse alla soletta superiore e di fondazione, il contributo delle spinte agenti sugli semi-spessori delle solette non modellati verranno applicati in termini di carichi orizzontali concentrati alle estremità dei ritti. Tali azioni valgono rispettivamente:

$F_{\text{Terreno_Q.VAR_h}^*}$ = Forza indotta dalla Pressione agente sullo spessore della Soletta Superiore = 2.6 kN/m;

$F_{\text{Terreno_Q.VAR_h}^{**}}$ = Forza indotta dalla Pressione agente sullo spessore della Soletta Inferiore = 3.0 kN/m.

Sono state quindi considerate due differenti disposizioni di spinta dei carichi mobili sui ritti.

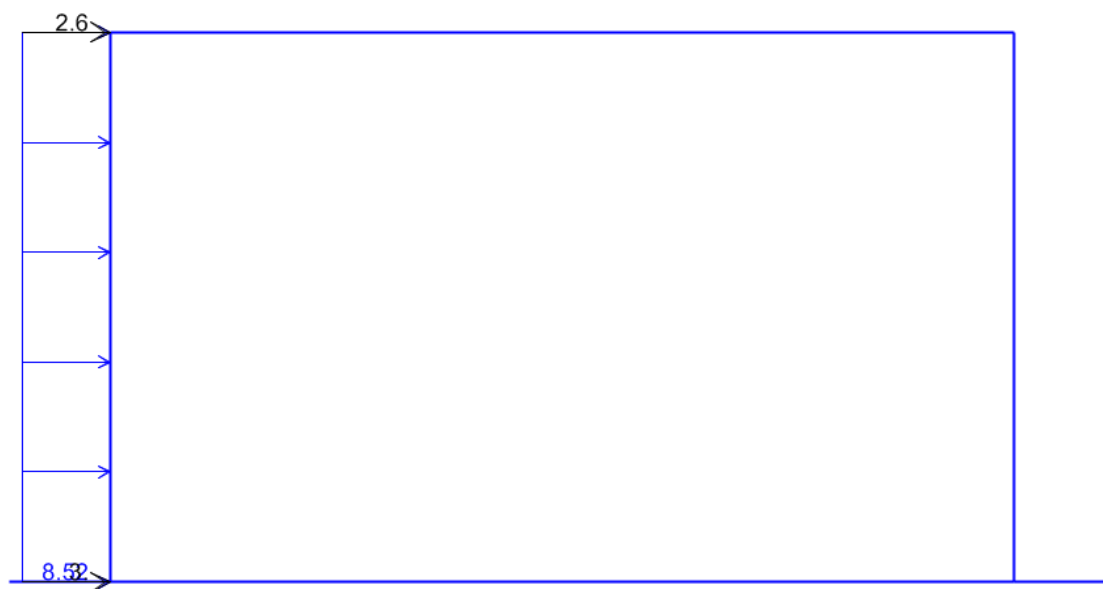


Figura 7.5 - Prima distribuzione delle spinte dei carichi mobili sui ritti ("VAR Q1").



Figura 7.6 - Seconda distribuzione delle spinte dei carichi mobili sui ritti ("VAR Q2").

7.2.7 Azioni termiche (DT_1, DT_2, DT_3; DT_4)

La natura dell'opera porta a ipotizzare le seguenti due condizioni, concomitanti, di applicazione dell'azione termica:

1 – Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura:

$$\Delta T_U = \pm 15^\circ\text{C}$$

[applicata al modello di calcolo tenendo debitamente conto della variazione del modulo elastico del cls per azioni di lunga durata $E_{c\infty} = E_{c0} / (1 + \phi(t, t_0))$];

2 – Variazione Lineare tra superficie esterna ed interna della Soletta di Copertura e Piedritti: $\Delta T_F = \pm 5^\circ\text{C}$.

Combinando nel modo più sfavorevole gli effetti di queste due condizioni, si ottengono le quattro seguenti distribuzioni di carico:

- Distribuzione 1 (DT_1):

Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = + 15^\circ\text{C}$;

Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna della Soletta di Copertura: $\Delta T_F = + 5^\circ\text{C}$;

Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna dei Ritti: $\Delta T_F = + 5^\circ\text{C}$.

- Distribuzione 2 (DT_2):

Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = + 15^\circ\text{C}$;

Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna della Soletta di Copertura: $\Delta T_F = - 5^\circ\text{C}$;

Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna dei Ritti: $\Delta T_F = - 5^\circ\text{C}$.

- Distribuzione 3 (DT_3):

Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = - 15^\circ\text{C}$;

Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna della Soletta di Copertura: $\Delta T_F = + 5^\circ\text{C}$;

Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna dei Ritti: $\Delta T_F = + 5^\circ\text{C}$.

- Distribuzione 4 (DT_4):

Variazione Termica Uniforme nella Soletta di Copertura: $\Delta T_U = - 15^\circ\text{C}$;

Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna della Soletta di Copertura: $\Delta T_F = - 5^\circ\text{C}$;

Variazione Lineare tra superficie interna ed esterna dei Ritti: $\Delta T_F = - 5^\circ\text{C}$.

7.2.8 Ritiro (RIT)

Gli effetti del ritiro totale a "lungo termine", comprensivo del ritiro da essiccamento e autogeno, vengono valutati attraverso le formulazioni riportate al par. 11.2.10.6 delle NTC assumendo una umidità percentuale relativa dell'aria $RH = 75\%$.

I fenomeni da ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme negativa equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{Ritiro}} = -9.49 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

Creep and shrinkage strain (ANNEX B EN 1992-1-1:2004)			
Calcolo del coefficiente di viscosità			
$f_{ck} =$	29.05	MPa	
$f_{cm} =$	37.05	MPa	
$E_{cm} =$	32.6	GPa	
$A_c =$	0.6	m ²	
$u =$	1	m	
$h_0 =$	1200.0	mm	
$RH =$	75%	[%]	
$\alpha_1 =$	0.961	-	
$\alpha_2 =$	0.989	-	
$\alpha_3 =$	0.972	-	
$\phi_{RH} =$	1.212	-	
$\beta(f_{cm}) =$	2.760	-	
$t_0 =$	2	days	
$t =$	36500	days	
$\beta(t_0) =$	0.801	-	
$\beta_H =$	1458	-	
$\beta_c(t-t_0) =$	0.988		
$\phi(t, t_0) =$	2.648		

Calcolo del coefficiente di ritiro			
Classe di cemento	R		
$\alpha_{ds1} =$	6	-	
$\alpha_{ds2} =$	0.11	-	
$RH =$	75%	[%]	
$RH_0 =$	100%	[%]	
$\beta_{RH} =$	0.896	-	
$f_{cm0} =$	10	MPa	
$\epsilon_{cd,0} =$	4.46E-04	-	Ritiro base per essiccamento
$kh =$	0.7	-	
$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0.956	-	
$\epsilon_{cd}(t) =$	2.99E-04	-	Ritiro al tempo t per essiccamento
$\beta_{as}(t) =$	1.000	-	
$\epsilon_{ca00} =$	4.76E-05	-	Ritiro autogeno per t=infinito
$\epsilon_{ca}(t) =$	4.76E-05	-	Ritiro autogeno per t
$\epsilon_{cs}(t) =$	0.0003462		
$\alpha =$	1.00E-05	°C ⁻¹	
$\Delta T_{\text{Ritiro}} =$	-9.49	°C	

7.2.9 Azione sismica (Ex, Ez)

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K.

L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali, dei carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali e verticali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g \cdot S/g$ e $K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare. Tale coefficiente vale:

$$K_h = \frac{a_g \cdot S_S \cdot S_T}{g} = \frac{0,214g \cdot 1,187 \cdot 1,0}{g} = 0,254$$

Le masse considerate sono quelle dei due ritti, della soletta superiore, del carico permanente da essa portato. Non si considerano attive le masse associate ai carichi mobili stradali.

Azioni Inerziali Orizzontali

Forza orizzontale sulla soletta di copertura:

$$E_{x_inerziali_copertura} = \left(0,6m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 30 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 0,254 = 11,43 \frac{kN}{m} / m$$

Forza orizzontale sui piedritti:

$$E_{x_inerziali_ritti} = \left(0,5m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \right) \cdot 0,254 = 3,18 \frac{kN}{m} / m$$

Azioni Inerziali Verticali

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$E_{z_inerziali_copertura} = \left(0,6m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 30 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 0,127 = 5,72 \frac{kN}{m} / m$$

Spinta delle Terre

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizioni sismiche, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno.

Sul ritto sopravento si considerano simultaneamente agenti:

- un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno;
- un carico distribuito costante, determinato secondo la teoria di Wood, simulante l'incremento di spinta del terreno per effetto del sisma. Tale carico assume la seguente espressione:

$$p_{Wood} = \frac{a_g \cdot S_s \cdot S_T}{g} \cdot \gamma \cdot H = 0,254 \cdot \left(20 \frac{kN}{m^3} \cdot 4,80m \right) = 24,4 \frac{kN}{m} / m$$

Sul ritto sottovento si considera agente esclusivamente un carico distribuito variabile linearmente determinato con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno.

7.3 Gruppi e combinazioni di carico

7.3.1 Condizioni di carico elementari (valori caratteristici delle azioni)

Nella

Tabella 1 si riportano tutte le condizioni di carico precedentemente elencate. I valori caratteristici dei carichi dovranno essere combinati in modo opportuno per poter massimizzare le varie componenti di sollecitazioni per gli elementi strutturali che costituiscono lo scatolare.

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

1) c1	DEAD (Gk1)	Peso Proprio Strutturale
2) c2	PERM (Gk2)	Ricoprimento soletta di copertura
3) c3	Spinta parete (Gk3)	Spinta terreno pareti
4) c4	Spinta dell'acqua (Gk4)	Spinta idrostatica pareti
5) c5	RITIRO (Gk5)	Ritiro sulla soletta di copertura
6) c6*	QM1 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta superiore
	QM2 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta superiore
	QM3 (Qk1)	Azioni da Traffico sulla soletta superiore
7) c7*	VAR.QF1 (Qk2)	Spinta su parete SX per traffico di 20 kPa
	VAR.QF2 (Qk2)	Spinta su parete DX per traffico di 20 kPa
8) c8*	TERM1 (Qk3)	Unif. soletta superiore (+15°C) + Farfalla su soletta e ritti (+5°C)
	TERM2 (Qk3)	Unif. soletta superiore (+15°C) + Farfalla su soletta e ritti (-5°C)
	TERM3 (Qk3)	Unif. soletta superiore (-15°C) + Farfalla su soletta e ritti (+5°C)
	TERM4 (Qk3)	Unif. soletta superiore (-15°C) + Farfalla su soletta e ritti (-5°C)
9) c9	Ex_Inerziali_Copertura (Ek1)	Forze Inerziali H attivate dalle Masse agenti sulla soletta di copertura
	Ex_Inerziali_Ritti (Ek2)	Forze Inerziali H attivate dalle Masse dei Ritti
	Ex_Wood_Ritto SX (Ek3)	Incremento di Spinta delle Terre per Sisma
10) c10	Ez_Inerziali_Copertura (Ek4)	Forze Inerziali V attivate dalle Masse agenti sulla soletta di copertura

* Trattasi dell'involuppo di più condizioni di carico associate ad una determinata azione elementare.

Tabella 1: Condizioni di carico elementari rappresentative dei valori caratteristici delle azioni

7.3.2 Coefficienti parziali di sicurezza adottati nelle combinazioni di progetto

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ per le differenti combinazioni di carico SLU e SLE implementate sono riportati nelle tabelle seguenti estratte direttamente dal DM 14/01/2008.

In particolare, con riferimento alle verifiche strutturali condotte nei riguardi delle combinazioni SLU, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza identificati dalla combinazione "A1 STR".

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{E1}	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

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

7.3.3 Riassunto delle combinazioni di carico SLU, SLV e SLE

Nel seguito si riportano le combinazioni considerate:

SLU	SLU-01	SLU-02	SLU-03	SLU-04	SLU-05	SLU-06	SLU-07	SLU-08	SLU-09	SLU-10	SLU-11	SLU-12	SLU-13	SLU-14	SLU-15	SLU-16
c1 - DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c4 - SPI	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
c5 - Ritiro	1.20	1.00	1.20	1.00	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00
c6* - ENV. QM	1.35	1.35	1.01	1.01	1.35	1.01	1.35	1.35	1.01	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c7* - ENV. QM. H	1.35	1.35	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.35	1.35	1.01
c8 - TERM	0.72	0.72	1.20	1.20	0.72	1.20	0.00	0.72	1.20	0.00	0.72	0.00	1.20	0.72	0.00	1.20

SLV	SLV-01	SLV-02	SLV-03	SLV-04
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - SPI	1.00	1.00	1.00	1.00
c5 - Ritiro	1.00	1.00	1.00	1.00
c6* - ENV. QM	0.00	0.00	0.00	0.00
c7* - ENV QM_H	0.00	0.00	0.00	0.00
c8 - TERM	0.50	0.00	0.50	0.00
c9 - Ex	1.00	1.00	0.30	0.30
c10 - Ez	0.30	0.30	1.00	1.00

SLE (Comb. Rara)	SLE-R-1	SLE-R-2	SLE-R-3	SLE-R-4	SLE-R-5	SLE-R-6	SLE-R-7	SLE-R-8
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - SPI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5 - Ritiro	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c6* - ENV. QM	1.00	1.00	0.75	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
c7* - ENV QM_H	1.00	1.00	0.75	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
c8 - TERM	0.60	0.00	1.00	0.60	0.60	1.00	0.00	0.00

SLE (Comb. Freq)	SLE-FR-1	SLE-FR-2	SLE-FR-3	SLE-FR-4	SLE-FR-5	SLE-FR-6
c1 - DEAD	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c4 - SPI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c5 - Ritiro	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
c6* - ENV. QM	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	0.00
c7* - ENV QM_H	0.75	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00
c8 - TERM	0.50	0.00	0.60	0.50	0.50	0.00

SLE (Comb. QP)	SLE-QP-1	SLE-QP-2
c1 - DEAD	1.00	1.00
c2 - PERM	1.00	1.00
c3 - SPT	1.00	1.00
c4 - SPI	1.00	1.00
c5 - Ritiro	1.00	1.00
c6* - ENV. QM	0.00	0.00
c7* - ENV QM_H	0.00	0.00
c8 - TERM	0.50	0.00

8 VERIFICHE

8.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state condotte operando con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in conformità a quanto previsto dal punto 4.2.4.1 del D.M. 14/01/2008. Di seguito si specificano le convenzioni adottate:

- Momento flettente "M": positivo se tende le fibre interne di ritti e solette (superfici non a contatto con il terreno);
- Sforzo assiale "N": positivo se di compressione.

Sia per quanto concerne le verifiche a flessione allo SLU e a fessurazione sia per quanto attiene alle verifiche di resistenza a taglio, esse vengono effettuate con riferimento alle sezioni strutturali di attacco soletta-piedritto.

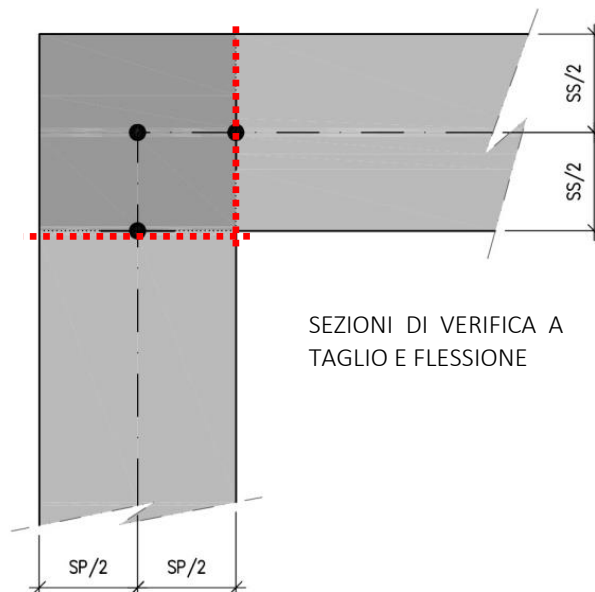


Figura 8-1. Sezioni di verifica a presso/tenso-flessione e taglio

I calcoli di verifica sono effettuati con il Metodo agli Stati Limite e si riferiscono a sezioni convenzionali di larghezza unitaria ($b=1000\text{mm}$) assumendo cautelativamente, anche per i piedritti, una miscela di cls C30/37.

8.1.1 Sezioni di verifica indagate

Si sono individuate, nel modello strutturale, sei sezioni trasversali "significative", il cui stato di sollecitazione risulta determinante per il dimensionamento e le verifiche di resistenza della struttura. Tali sezioni sono di seguito numerate e descritte:

- I → Sezione di Mezzeria della soletta superiore;
- II → Estremità soletta superiore (a filo parete destra);
- III → Sezione in sommità del Ritto Destro (a filo soletta);
- IV → Sezione alla Base del Ritto Sinistro (a filo fondazione);
- V → Estremità soletta inferiore (a filo parete sinistra);
- VI → Sezione di Mezzeria della soletta inferiore.

Come sinteticamente indicato nello schema di seguito riportato.

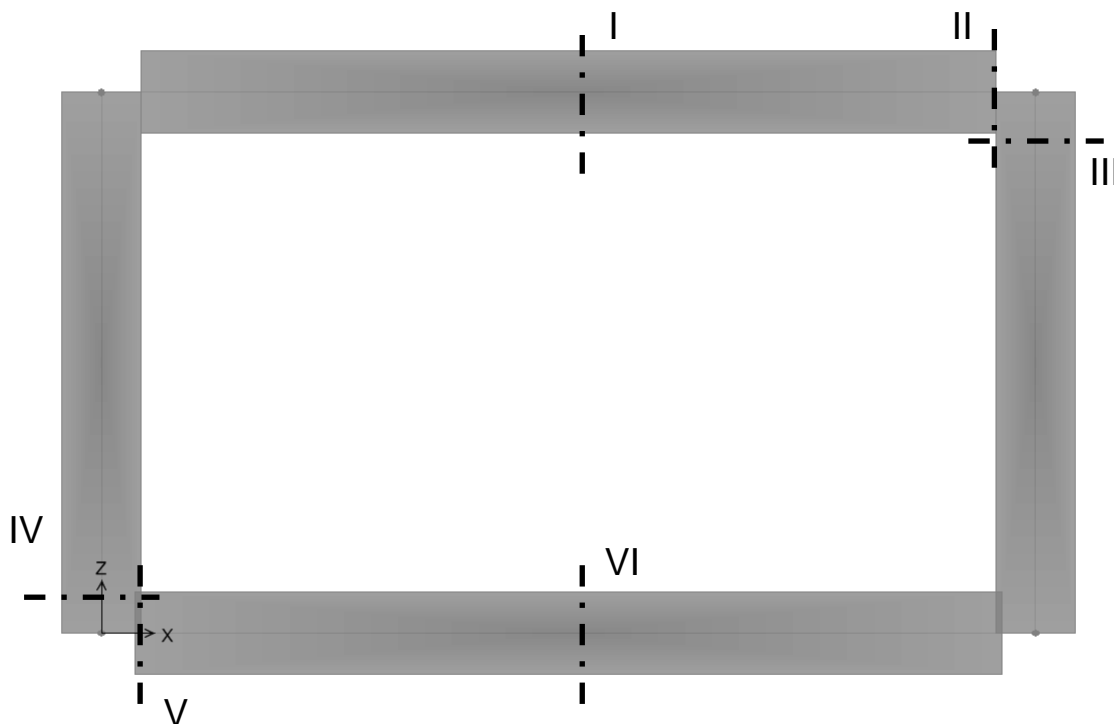


Figura 8-2. Individuazione delle sezioni di verifica significative

8.1.2 Verifiche di resistenza allo SLU

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo SLU.

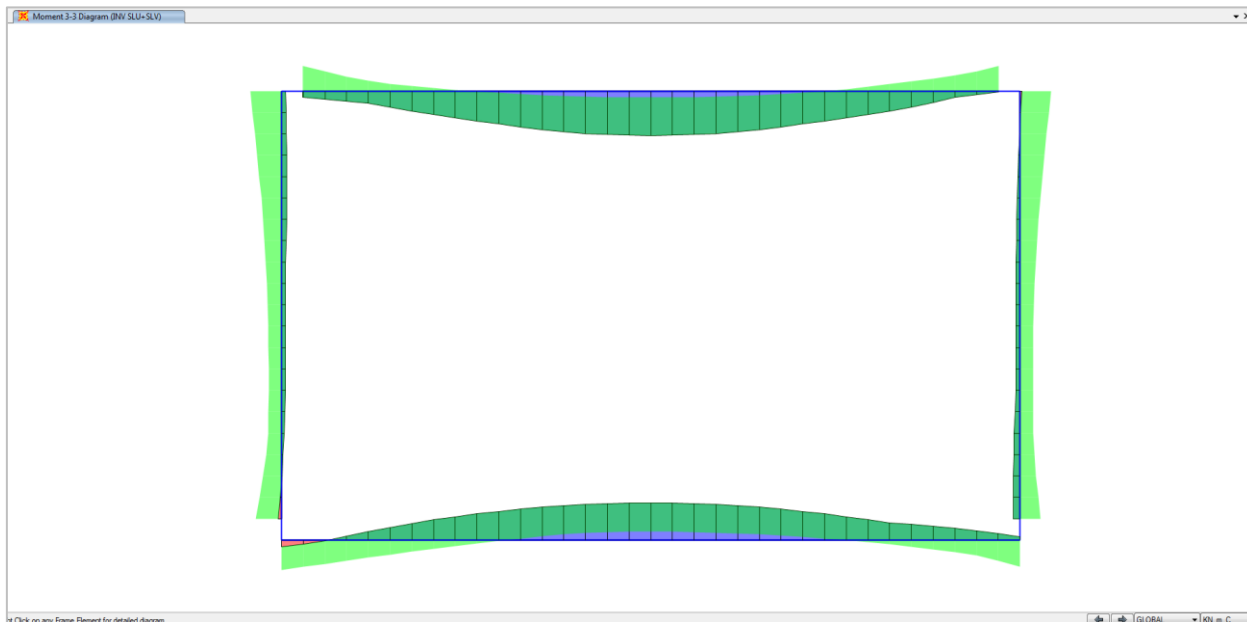


Figura 8-3. Diagramma del momento flettente - INV SLU+SLV [kNm/m]



Figura 8-4. Diagramma dello sforzo normale - INV SLU+SLV [kN/m]

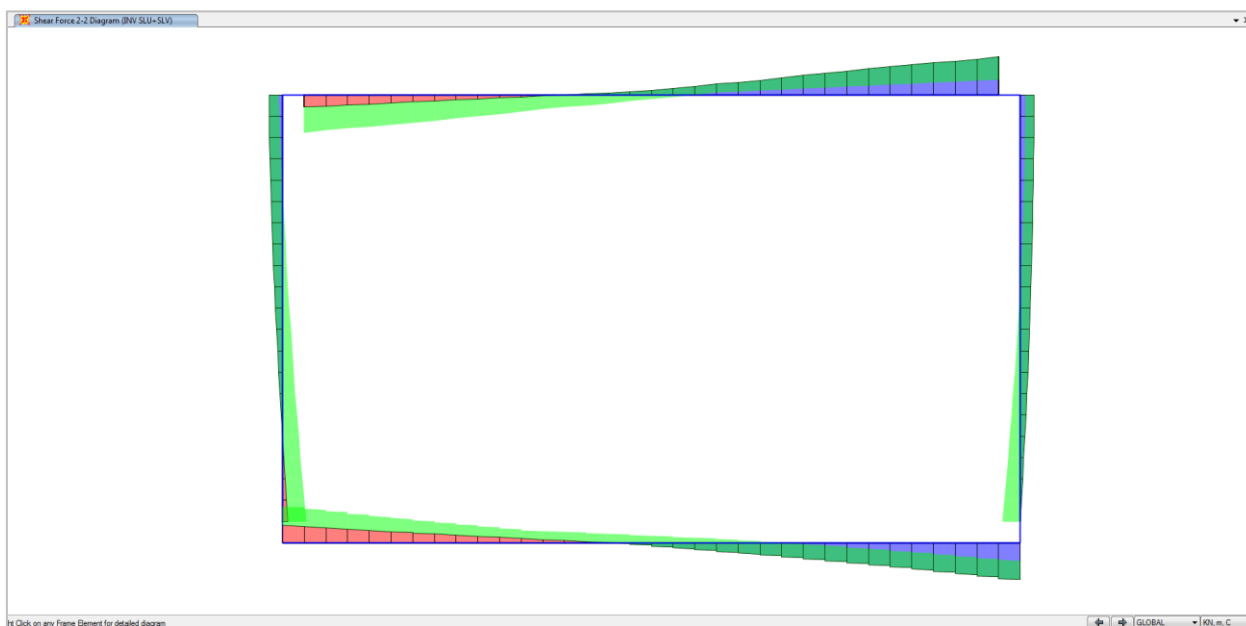


Figura 8-5. Diagramma del taglio - INV SLU+SLV [kN/m]

Nella Tabella a seguire si riportano le massime sollecitazioni flettenti ottenute nelle Combinazioni SLU Statiche, Eccezionali e SLV Sismiche, per ciascuna delle Sezioni di Verifica implementate. Nella stessa tabella si illustrano inoltre i valori dei momenti resistenti ottenuti per ciascuna sezione con riferimento all'armatura posta in opera. La valutazione di M_{Rd} è eseguita con riferimento allo sforzo assiale di trazione maggiore trascurando gli sforzi di compressione.

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione			Sollecitazioni				Verifiche	
	Altezza	Armatura tesa	Armatura comp.	INV SLU/ECC		INV SLV			
	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	M _{Rd} [kNm/m]	M _{Ed} /M _{Rd}
I	60	31,42 (10ϕ20)	15,71 (5ϕ20)	452	-	205	-	635	0,71
II	60	15,71 (5ϕ20)	31,42 (10ϕ20)	-256	-	-81	-	-327	0,78
III	50	31,42 (10ϕ20)	15,71 (5ϕ20)	-317	-	-266	-	-513	0,62
IV	50	31,42 (10ϕ20)	15,71 (5ϕ20)	-209	-	-262	-	-513	0,51
V	70	15,71 (5ϕ20)	31,42 (10ϕ20)	-271	-	-305	-	-386	0,79
VI	70	31,42 (10ϕ20)	15,71 (5ϕ20)	378	-	180	-	754	0,50


Tabella 2: Sollecitazioni e verifiche di resistenza allo SLU

Si riportano ora a seguire le verifiche a Taglio condotte con riferimento alle sei sezioni trasversali "significative".

Verifiche a Taglio

Le modalità di effettuazione delle verifiche a taglio è di seguito descritta. Innanzitutto si valuta la resistenza a taglio della sezione di estremità della soletta o del ritto in assenza di apposita armatura e si confronta quest'ultima con il taglio di progetto. Se la suddetta verifica non risulta soddisfatta si provvederà ad armare a taglio la sezione implementando la specifica verifica. Si definirà inoltre la distanza, rispetto all'appoggio, oltre la quale il taglio è sufficientemente contenuto da non richiedere armatura specifica. La variabilità delle azioni di taglio, considerando l'involuppo delle combinazioni dei carichi indagate per lo SLU, ECC e SLV è riportata nella Tabella a seguire (V_{Ed} – Azione di Taglio di Progetto), unitamente ai valori di raffronto dell'Azione resistente per elementi privi di specifica armatura a taglio (V_{Rd}).

Sezione di verifica	Distanza dalla sezione di verifica [m]	Arm. tesa	INV SLU+SLV	Verifiche		
		As [cm ²]	V _{Ed} [kN/m]	A _{sw} [cm ²]	s [cm]	V _{Rd} [kN/m]
I	0.00	31,42	40	-	-	273
II	0.00	15,71	350	3,14	250	608
	1.00		275	3,14	250	608
	2.00		176	-	-	217
III	0.00	31,42	127	-	-	248
IV	0.00	31,42	217	3,14	300	248
V	0.00	15,71	335	3,14	300	719

 gruppo Atlantia	VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo SCATOLARE RIO TORRIANE - RELAZIONE DI CALCOLO
--	--

	1.00		227	3,14	300	719
	2.00		135	-	-	221
VI	0.00	31,42	69	-	-	278

Tabella 3: Sollecitazioni e verifiche di resistenza al taglio in assenza di apposita armatura

8.1.3 Verifiche SLE

Le verifiche allo Stato limite di Esercizio sono state effettuate nei confronti delle tensioni di esercizio e della fessurazione.

Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature. In questo caso, dovendo verificare anche la tensione di compressione nel calcestruzzo, deve essere tenuta in considerazione l'azione assiale di compressione (non essendo ai fini di questa verifica un beneficio) così come quella di trazione. La componente di sforzo normale verrà invece trascurata per gli elementi di fondazione e per le solette di copertura. Valutate le tensioni a flessione pura o pressoflessione (classico metodo n) si è verificato che queste risultino inferiori ai massimi valori consentiti dalle istruzioni specifiche:


Tensioni di Compressione nei Cls:

- Combinazione di Carico Caratteristica (Rara): $0,60 f_{ck}$;
- Combinazione di Carico Quasi Permanente (QP): $0,45 f_{ck}$.

Tensioni di Trazione nell'Acciaio:

- Combinazione di Carico Caratteristica (Rara): $0,80 f_{yk}$.

Sezione di verifica	Caratteristiche della sezione			Sollecitazioni			Verifiche			
	h [cm]	As [cm ²]	A's [cm ²]	Combo	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	σ _c [MPa]	σ _{c,lim} [MPa]	σ _s [MPa]	σ _{s,lim} [MPa]
I	60	31,42 (10φ20)	15,71 (5φ20)	INV. RARA	334	-	6,6	18,0	215	360
				INV. QP	186	-	3,7	13,5	-	-
II	60	15,71 (5φ20)	31,42 (10φ20)	INV. RARA	-194	-	4,4	18,0	243	360
				INV. QP	-105	-	2,4	13,5	-	-
III	50	31,42 (10φ20)	15,71 (5φ20)	INV. RARA	-238	-	6,5	18,0	190	360
				INV. QP	-134	-	3,7	13,5	-	-
IV	50	31,42 (10φ20)	15,71 (5φ20)	INV. RARA	-160	-	4,4	18,0	128	360
				INV. QP	-106	-	2,9	13,5	-	-
V	70	15,71 (5φ20)	31,42 (10φ20)	INV. RARA	-205	-	3,6	15,0	216	360

 gruppo Atlantia	<p align="center"> VARIANTE ALLA SP65 "DELLA FUTA NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO Tratto compreso tra svincolo di Rastignano e Ponte Delle Oche nei comuni di San Lazzaro di Savena, Bologna e Pianoro Progetto Definitivo SCATOLARE RIO TORRIANE - RELAZIONE DI CALCOLO </p>
--	---

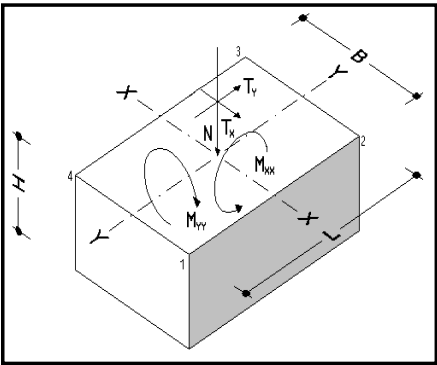
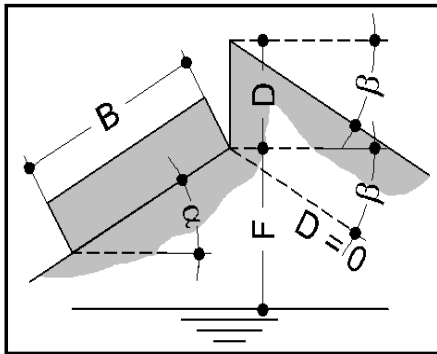
				INV. QP	-139	-	2,4	11,25	-	-
VI	70	31,42 (10φ20)	15,71 (5φ20)	INV. RARA	270	-	4,1	15,0	146	360
				INV. QP	164	-	2,5	11,25	-	-

Tabella 4: Verifica delle tensioni di esercizio

8.2 Verifica dell'armatura di ripartizione

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale.

8.3 Verifica a capacità portante

CAPACITA' PORTANTE			
Caso: Fondazione Rio Torriane			1 / 2
Dati in ingresso			
Geometria	B	5.50	m
	L	90.00	m
	H	0.60	m
	D	4.80	m
	F	0.00	m
	α	0.00	°
	β	0.00	°
Carichi	N	22424.00	kN
	T_x	0.00	kN
	T_y	0.00	kN
	M_{xx}	0.00	kNm
	M_{yy}	0.00	kNm
Terreno	γ	20.00	kN/m ³
	c'	0.00	kPa
	ϕ	35.00	°
	ϕ_u	0.00	°
	c_u	0.00	kPa
	q	96.00	kPa
 			
Dati in uscita (condizioni drenate)			
q_{lim}	Terzaghi	5016.9	kPa
	Meyerhof	4902.4	kPa
	Hansen	4884.0	kPa
	Vesic	5220.9	kPa
	Lancellotta	4737.2	kPa
	Minimi	4542.4	kPa
q_{amm}	Terzaghi	2181.2	kPa
	Meyerhof	2131.5	kPa
	Hansen	2123.5	kPa
	Vesic	2270.0	kPa
	Lancellotta	2059.6	kPa
	Minimi	1974.9	kPa
<p>q_{lim} 4542.4 kPa</p> <p>q_{amm} 1974.9 kPa</p> <p>Q_{lim} 2248476.2 kN</p> <p>Q_{amm} 977598.4 kN</p> <p>La verifica della pressione trasmessa al suolo è soddisfatta</p> <p>La verifica del carico trasmesso al suolo è soddisfatta</p>			

CAPACITA' PORTANTE

Caso: Fondazione Rio Torriane

2 / 2

Coefficienti di Calcolo (condizioni drenate)

		Autori					
		T	M	H	V	L	Mi
Coefficienti di fondazione	N_q	41.44	33.30	33.30	33.30	33.30	33.30
	N_c	57.75	46.12	46.12	46.12	46.12	46.12
	N_γ	42.43	37.15	33.92	48.03	33.92	33.92
Coefficienti di Forma	s_c	1.00	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00
	s_γ	-	1.02	0.98	0.98	1.00	0.98
	s_q	-	1.02	1.04	1.04	1.00	1.00
	r_γ	-	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
Coefficienti di Approfondimento	d_c	-	1.34	1.35	1.35	1.23	1.23
	d_γ	-	1.17	1.00	1.00	1.00	1.00
	d_q	-	1.17	1.22	1.22	1.22	1.17
Coefficienti di Inclinazione	i_c	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	i_γ	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	i_q	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficienti di inclinazione del piano campagna	g_c	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_γ	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	g_q	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficienti di inclinazione del piano di fondazione	b_c	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_γ	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_q	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00

NOTE: T = Terzaghi (1943), M = Meyerhof (1951,1963), H = Hansen (1970), V = Vesic (1973), L = Lancellotta, Mi = Valori minimi calcolati tra le varie formulazioni.

Il fattore r_γ (secondo Vesic 1969, De Beer 1965) valido per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine BN_γ è predominante, viene calcolato sulle dimensioni reali della fondazione.

8.4 Incidenze

Considerando una larghezza di 1 metro si ha:

Elemento	L [cm]	Armature	A _s [cm ²]	n	V _s [cm ³]
Copertura	600	φ20	3,14	10	18840
	600	φ20	3,14	10	18840
	600	φ20	3,14	5	9420
Ritti	600	φ20	3,14	20	37680
	600	φ20	3,14	10	18840
Fondazione	600	φ20	3,14	10	18840
	600	φ20	3,14	10	18840
	600	φ20	3,14	5	9420

Il volume totale di acciaio ammonta a: 150720 cm³ che corrispondono a 1183 kg.

Considerando un incremento del 20% per tenere conto delle armature longitudinali e di taglio si ha un'incidenza pari a:

$$i_{acciaio} = \frac{1,20 \cdot 1183 \text{ kg}}{13,625 \text{ m}^3} \cong 110 \text{ kg/m}^3$$