

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITÀ INTERFERITA

CAVALCAVIA COLOMBO km 12+520

SOTTOPASSO CICLOPEDONALE FERROVIA BO-PD

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	IN	I51	SP001	00000	R	S T R	1442	0	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:				SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068								n.	data
	REDATTO:				VERIFICATO:				0	SETTEMBRE 2020
									1	-
									2	-
								3	-	
								4	-	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	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
--	---	---

Sommario

1	GENERALITA'	2
1.1.	OGGETTO E SCOPO	2
1.2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.3.	INQUADRAMENTO SISMICO	5
2	MATERIALI	6
2.1	CALCESTRUZZO	6
2.2	ACCIAIO	8
3	SOTTOPASSO – GETTATO IN OPERA	9
3.1	GEOMETRIA	9
3.2	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
3.2.1	<i>Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto</i>	10
3.2.2	<i>Interazione terreno-struttura</i>	10
4	ANALISI DEI CARICHI	11
4.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (CONDIZIONE PP)	11
4.2	SOVRACCARICO PERMANENTE (CONDIZIONE PERM)	11
4.3	SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SPTSX E SPTDX)	11
4.4	CARICHI ACCIDENTALI (CONDIZIONE ACC)	13
4.5	SPINTA SUI PIEDRITTI PRODOTTA DAL SOVRACCARICO (CONDIZIONI SPACCSX E SPACCDX)	13
4.6	AZIONI TERMICHE (CONDIZIONE:TERM)	13
4.7	RITIRO (CONDIZIONE: RITIRO)	13
4.8	AZIONI SISMICHE	14
4.8.1	<i>Forze inerziali dovute al sisma</i>	14
4.8.2	<i>Spinta sismica terreno SPSDX e SPSSX</i>	15
5	COMBINAZIONE DEI CARICHI	17
5.1	GENERALITA'	17
5.2	STATO LIMITE ULTIMO	19
5.3	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	19
6	MODELLAZIONE FEM	20
7	SINTESI DEI RISULTATI	23
8	VERIFICHE SLU	28
8.1	VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE	29
8.2	VERIFICHE A TAGLIO	32
9	VERIFICHE SLE	34
9.1	ANALISI TENSIONALE	34
9.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	38

1 GENERALITA'

1.1. OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e alle verifiche del sottopasso denominato SP001.

Di seguito si riportano le principali geometrie dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

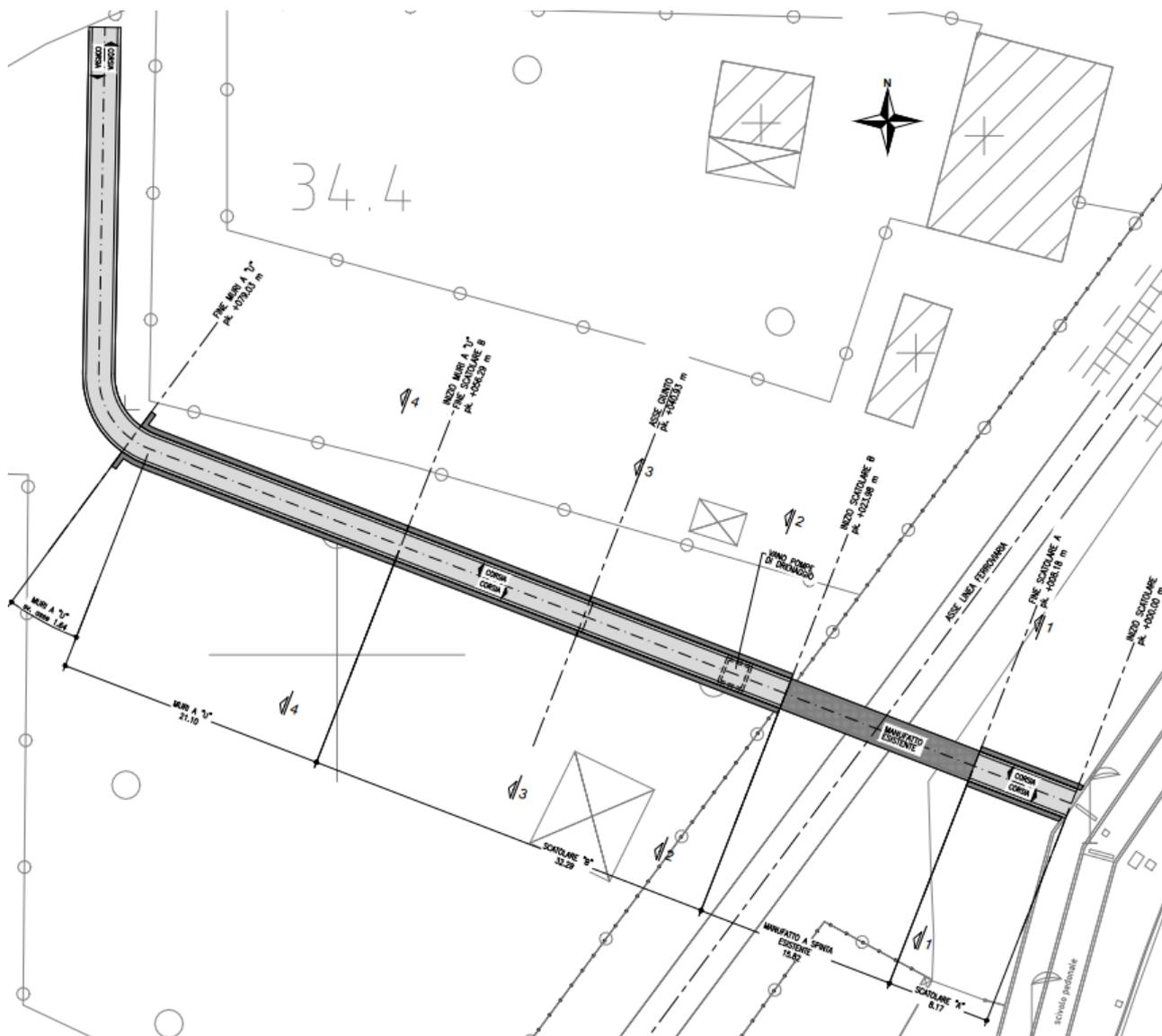


Figura 1.1: Planimetria

Figura 1.2: Sezione longitudinale

Il sottopasso è costituito dai muri a sezione ad U di altezza variabile e da strutture scatolari. In particolare, con riferimento a quest'ultime:

- Scatolare A – di altezza interna 2,70 m e larghezza interna 2,50 m; la soletta, i piedritti e la fondazione di spessore 40 cm.
- Scatolare B – di altezza interna 2,70 m e larghezza interna 2,50 m; la soletta, i piedritti e la fondazione di spessore 40 cm.

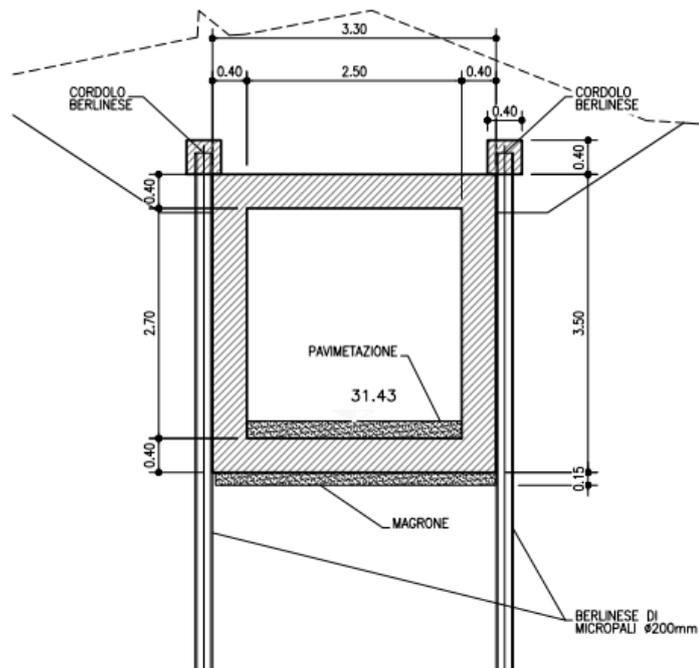


Figura 1.3: Sezione trasversale

Nella presente relazione si riportano le analisi e la verifica dello scatolare.

1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative

- Legge 1086/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge 64/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 14/01/2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/012008.

Per aspetti specifici e quando non in contrasto con le norme sopra citate, si potrà fare riferimento ai seguenti euro codici ed a letteratura tecnica consolidata:

- UNI EN 1992-1 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali;
- UNI EN 1992-2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.*
- UNI EN 1993-1-11:2005: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components.*
- UNI ENV 1994-1-1:2004: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- UNI ENV 1994-2:2005: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*

1.3. INQUADRAMENTO SISMICO

Si richiama di seguito l'inquadramento sismico del sito di intervento.

Vita nominale:	50anni
Classe d'uso:	IV \rightarrow Cu = 2.0
Vita di riferimento:	100anni
Accelerazione massima su suolo tipo A:	$a_g = 0.210g$
Categoria topografica:	T1
Tipo di suolo:	D (pk da 10+200 a 18+500) C (pk da 8+900 a 10+200 e da 18+500 a 22+300)
Coeff. di amplificazione topografica S_T :	1.00
Coeff. di amplificazione stratigrafica S_S :	1.635 (suolo tipo D) 1.394 (suolo tipo C)
Accelerazione massima al sito:	$a_{max} = 0.3434g$ (suolo tipo D) $a_{max} = 0.2927g$ (suolo tipo C)

Nella presente relazione, cautelativamente, si considera:

$a_{max} = 0.3434g$ (suolo tipo D)

2 MATERIALI

2.1 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo per magrone

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12.45	N/mm ²

Calcestruzzo per fondazione

Classe di resistenza		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	16.46	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.69	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.40	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.47	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	f_{bd}	2.98	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588.1	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	17.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.07	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza		S4	
Copriferro netto	c	40	mm

Calcestruzzo per elevazioni

Classe di resistenza		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.20	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.72	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.45	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	3.25	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33642.8	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	19.92	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	14.94	N/mm ²
Classe di esposizione		XF2	
Classe di consistenza		S4	
Copriferro netto	c	35	mm

Calcestruzzo per elevazione e soletta – C32/40

Classe di resistenza		C32/40	
Classe di esposizione		XC4	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.20	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.20	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.02	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.11	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.93	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.62	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.41	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.77	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	3.18	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33300	N/mm ²

2.2 ACCIAIO

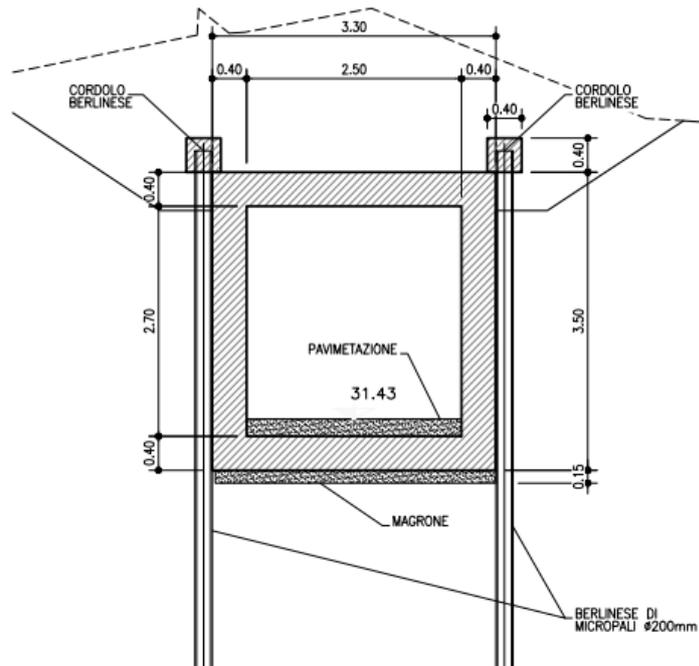
Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450 C

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3 SOTTOPASSO – GETTATO IN OPERA

3.1 GEOMETRIA

La struttura scatolare, realizzata in calcestruzzo armato mediante getto in opera, ha dimensioni interne trasversali pari a 3,00 x 2,70 m. Le solette di copertura e di fondazione hanno uno spessore di 0,40 m mentre i due piedritti hanno uno spessore di 0,40 m; è previsto un getto di calcestruzzo magro come sottofondazione, avente uno spessore di 15 cm.



Le caratteristiche geometriche risultano:

Larghezza totale del tombino	L_{tot}	3,30 m
Larghezza utile del tombino	L_{int}	2,50 m
Spessore della soletta	S_s	0,40 m
Spessore piedritti	S_p	0,40 m
Spessore fondazione	S_f	0,40 m
Altezza libera del tombino	H_{int}	2,70 m
Altezza totale del tombino	H_{tot}	3,10 m
Larghezza striscia di calcolo	b	1,00 m

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare (avente lunghezza di 1,00 m) ortogonale all'asse del sottovia (corrispondente anche alla disposizione delle armature principali). Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Le unità di misura usate nella relazione:

lunghezze [m]; forze [kN]; momenti [kNm] tensioni [Mpa]

L'opera in oggetto è stata progettata seguendo sostanzialmente le prescrizioni delle NTC2018.

3.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

3.2.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono le seguenti:

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03 ÷ 0.04	3E-07	50 + 3.3 z	20

3.2.2 Interazione terreno-struttura

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$$

dove:

s = cedimento elastico totale;

B = lato minore della fondazione;

L = lato maggiore della fondazione;

c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960:

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$c_t = 2 + 0.0089 (L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B > 10$$

q = pressione media agente sul terreno;

σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

E = modulo elastico medio del terreno sottostante il tombino (media su una altezza pari a 2 B).

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

$$kw = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t]$$

dal quale risulta, secondo le formulazioni sopra riportate, un valore della costante di sottofondo pari a:

Tabella 1. Costante di sottofondo Kw

B	L	L/B	c_t	E	ν	kw
[m]	[m]	[-]	[-]	[kPa]	[-]	[Kn/m ³]
2.5	8.16	3.264	1.484697	5000	0.3	1480.303

4 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

I pesi dei materiali da costruzione e del terreno sono indicati nella tabella seguente:

Tabella 2–Caratteristiche materiali e terreno

Materiali	γ KN/m ³	ϕ °
Calcestruzzo armato	25	-
Terreno a ridosso dei piedritti	19	26
Terreno di fondazione	19	26

4.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (CONDIZIONE PP)

Il *peso proprio* delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

4.2 SOVRACCARICO PERMANENTE (CONDIZIONE PERM)

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ricoprimento di 0,50 m con peso per unità di volume $\gamma_{\text{ric}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Peso permanente sulla soletta superiore $P_{\text{per}} = 20,00 * 0,50 * 1 = 10,00 \text{ kN/m}$

4.3 SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SPTSX E SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\phi$. Cautelativamente si considera un angolo di attrito pari a 26°, per cui si ottiene il valore $K_0=0,456$.

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_{\text{perm}} + h_{\text{variabile}} * \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) * K_0$$

Nella figura seguente si riporta il diagramma di spinta del terreno agente su uno dei ritti.

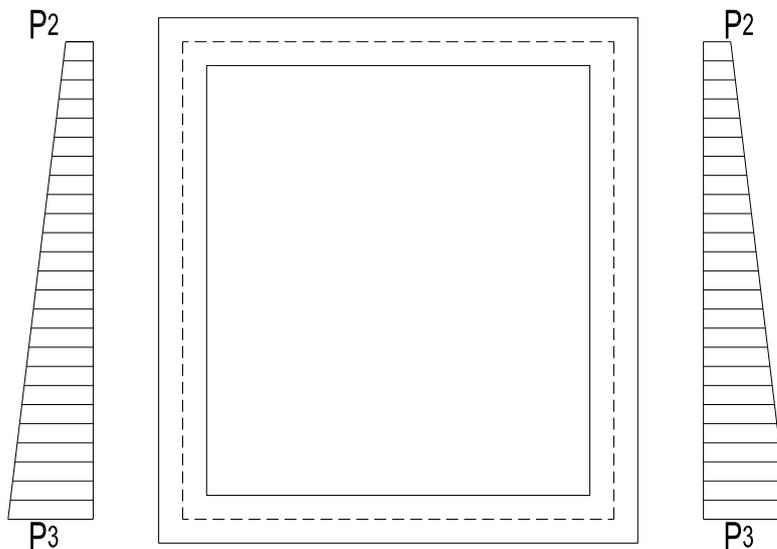


Figura 4 - Spinte del terreno

Alle spinte rappresentate dai diagrammi indicati in figura sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 4 (per la SPTDX), i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore della soletta di copertura e di fondazione.

Spinta semispessore sol. sup. $1/2 * (P_1+P_2)$

Spinta semispessore sol. inf. $1/2 * (P_3+P_4)$

SPINTA DEL TERRENO SUI PIEDRITTI								
ϕ	k_o	P_r	P_1	P_2	P_3	P_4	P_{12}	P_{34}
[°]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]
26.00	0.56	10.00	5.62	7.86	42.68	44.93	1.35	8.76

4.4 CARICHI ACCIDENTALI (CONDIZIONE ACC)

Il carico accidentale considerato per la presenza del carico stradale è pari a:

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

4.5 SPINTA SUI PIEDRITTI PRODOTTA DAL SOVRACCARICO (CONDIZIONI SPACCSX E SPACCDX)

La spinta prodotta dal carico stradale è valutata:

$$S_q = q * k_o$$

Anche in questo caso, sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi 1 e 3 per la spinta sul piedritto sinistro e 2 e 4 per la spinta sul piedritto destro, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura: $S_q * (0.4/2)$

Spinta semispessore soletta di fondazione: $S_q * (0.4/2)$

SPINTA SUI PIEDRITTI PRODOTTA DAL CARICO STRADALE				
Q_{1a}	k_o	S_q	S_{q2}	S_{q3}
[kN/m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
20.00	0.56	11.23	2.25	2.25

4.6 AZIONI TERMICHE (CONDIZIONE:TERM)

Alla soletta superiore si è applicata una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$,

4.7 RITIRO (CONDIZIONE: RITIRO)

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a: $\Delta T_{\text{ritiro}} = -10.0^\circ\text{C}$.

4.8 AZIONI SISMICHE

In accordo con quanto riportato nel paragrafo 1.4, l'accelerazione massima considerata è pari a:

$$a_{\max} = 0.3434g \text{ (suolo tipo D)}$$

4.8.1 Forze inerziali dovute al sisma

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica 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 .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \cdot W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \cdot W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{\max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

ne deriva che:

$$k_h = a_{\max}/g = \mathbf{0,34}$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = \mathbf{0,17}$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio:

Massa associata al carico permanente

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

Sisma H

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura): F'_h

Forza Orizzontale sui Piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti): F''_h

Sisma V

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura: F''_v

AZIONE SISMICA						
G1 +G2	G1_piedritti	kh	kv	F'_h	F''_h	F''_v
[kN/m]	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
20.00	10.00	0.34	0.17	6.80	3.40	3.40

4.8.2 Spinta sismica terreno SPSPDX e SPSSX

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2.$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, si è considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera; il suo valore è:

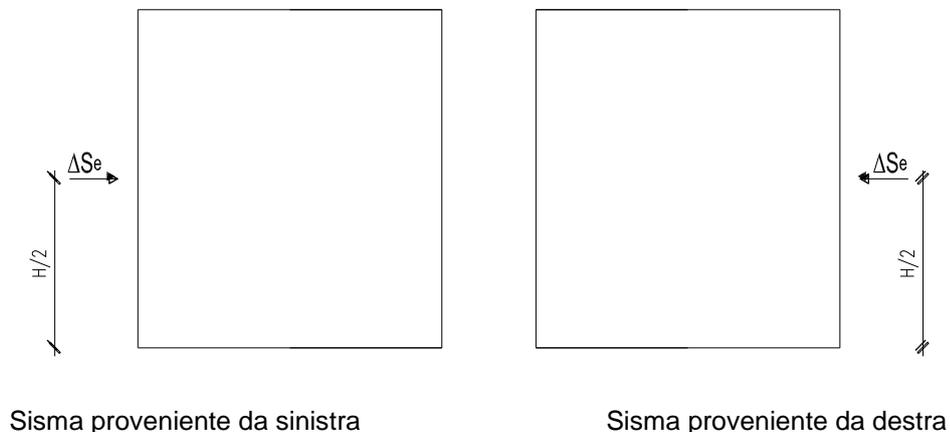


Figura 5 - Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta_{SE} = \Delta S_E / h_{\text{modello}}$$

SPINTA SISMICA DEL TERRENO					
$a_{\text{max/g}}$	H	hmodello	Δ_{SE}	S_1	S_2
[-]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN]	[kN]
0.34	3.50	3.10	25.53	5.11	5.11

5 COMBINAZIONE DEI CARICHI

5.1 GENERALITA'

Ai fini delle verifiche degli stati limite, con riferimento alle NTC2018 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

- Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

- G_1 valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- Q_{K1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{K,i}$ valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,i}$ coefficienti di combinazione per i vari stati limite, descritti nella seguente tabella;
- + combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione:

Azioni	Effetto del Carico	ψ_0 di combinazione	ψ_1 frequenti	ψ_2 quasi permanenti
Azioni da traffico	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.4	0.4	0.0
	Gruppo 1 - Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ - Ponte scarico esecuzione	0.8	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE	0.6	0.2	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte carico	0.6	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.6	0.6	0.5

Tabella 5.1: coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

5.2 STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si considerano i seguenti casi:

- **STR** Stato limite di resistenza degli elementi strutturali

Tipi di Carico	Effetto del Carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non Strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ritiro e Viscosità Variazioni termiche	Favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.20	1.20	1.20

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

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

Tabella 5.2: coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU.

5.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Per le strutture in calcestruzzo armato, per le verifiche in condizioni di esercizio si fa riferimento a:

- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;

6 MODELLAZIONE FEM

Le analisi numeriche sono svolte mediante il codice di calcolo ad elementi finiti Midas Civil 2020, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

Il modello di calcolo attraverso il quale è stata schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il modello è sviluppato considerando l'asse degli elementi strutturali, per cui risulta che:

$$H_{\text{modello}} = H_{\text{interna}} + 0.40 = 3,10 \text{ m}$$

$$B_{\text{modello}} = B_{\text{interna}} + 0.40 = 2,90 \text{ m}$$

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Soletta di copertura = Sezione 100 x 40 cm

Piedritti = Sezione 100 x 40 cm

Soletta di fondazione = Sezione 100 x 40 cm

La modellazione dei piedritti è stata effettuata mediante un insieme di aste; la discretizzazione adottata ha consentito un calcolo più preciso delle caratteristiche delle sollecitazioni indotte dai carichi di forma trapezia (o triangolare) rappresentati dalle spinte del terreno.

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

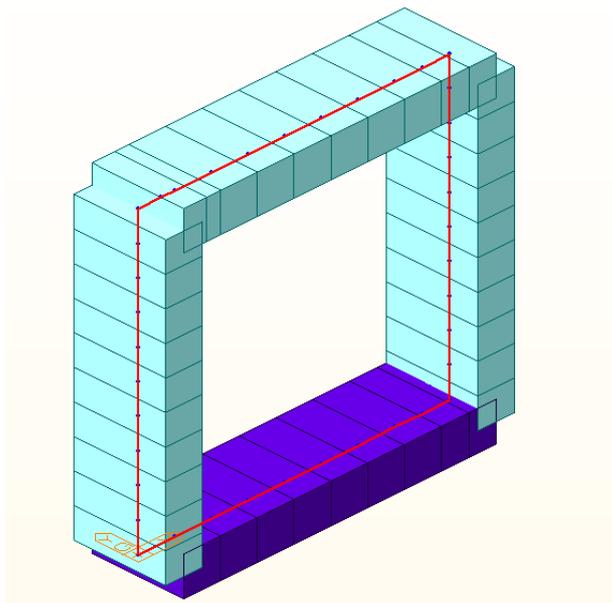


Figura 6 - Modello F.E.M struttura



Figura 7 - Modello F.E.M struttura - numerazione elementi

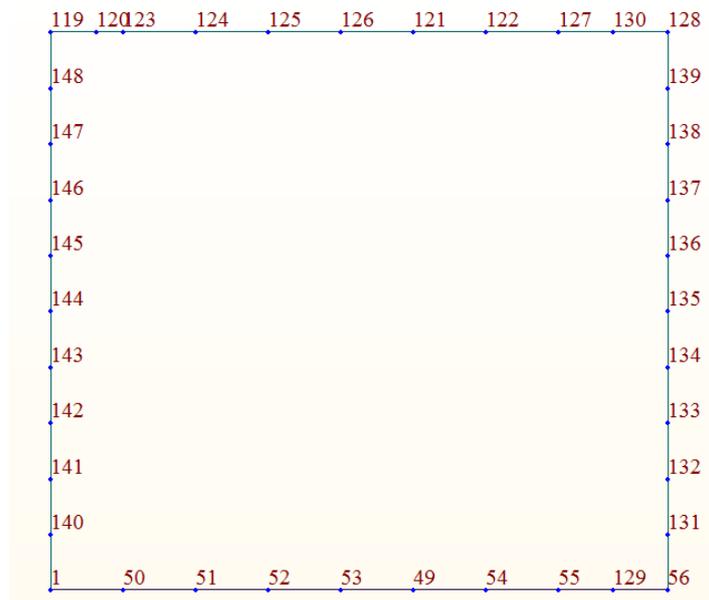


Figura 8 - Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

La soletta di sottofondo è divisa in elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. La costante di sottofondo è pari a:

$$k_w = 1600 \text{ kN/m}^3.$$

Al fine di rimuovere la labilità strutturale, vengono disposte in corrispondenza di tutti i nodi della soletta inferiore delle molle orizzontali di rigidezza pari a 1/3 della rigidezza verticale delle molle corrispondenti.

Nel modello di calcolo le molle sono inserite attraverso i vincoli "Surface Spring", considerando il caso di trave di larghezza pari a 1,00 m.

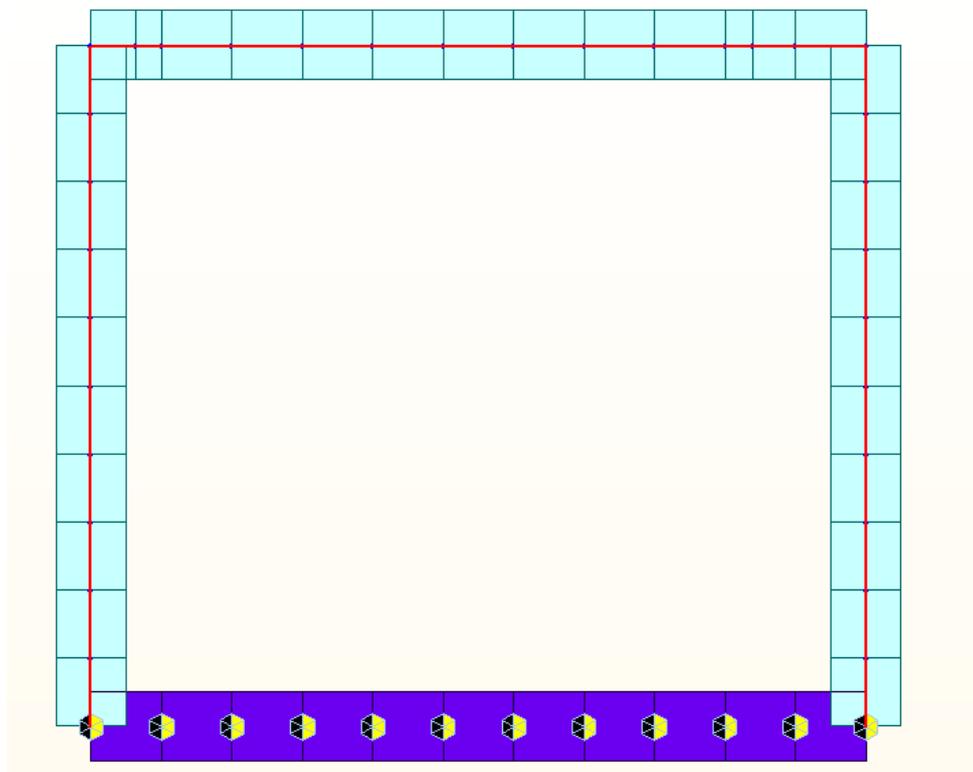


Figura 9 Vincoli applicati al modello a elementi finiti dello scatolare

7 SINTESI DEI RISULTATI

Di seguito si riportano i diagrammi di involucro delle caratteristiche delle sollecitazioni di Flessione, e Taglio, ottenuti rispettivamente per:

- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLU (Inv_SLU)
- le combinazioni delle azioni in presenza si sisma, con $E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_z$ (Inv_Sh)
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE

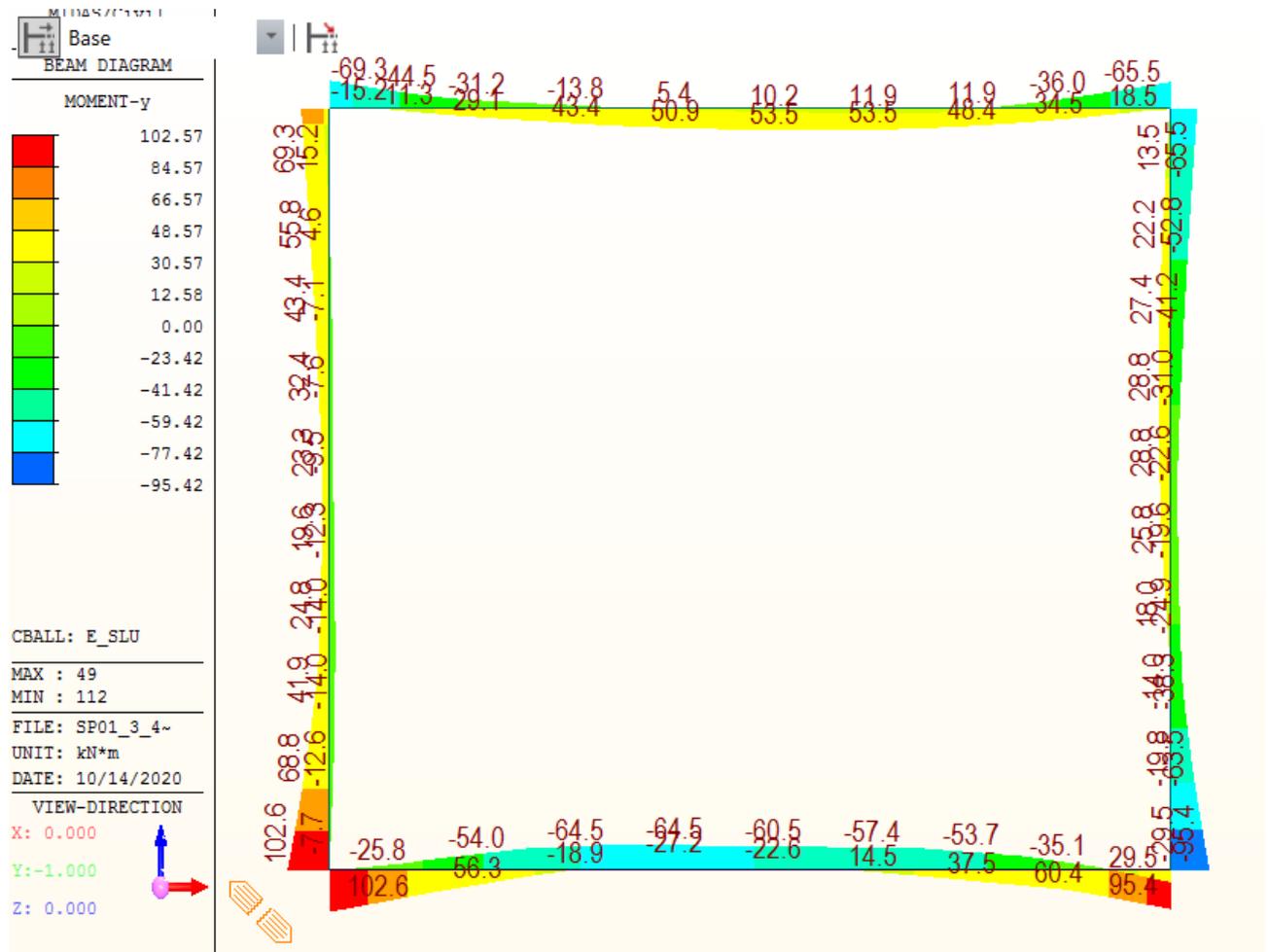


Figura 7.1: Comb.SLU – Momento

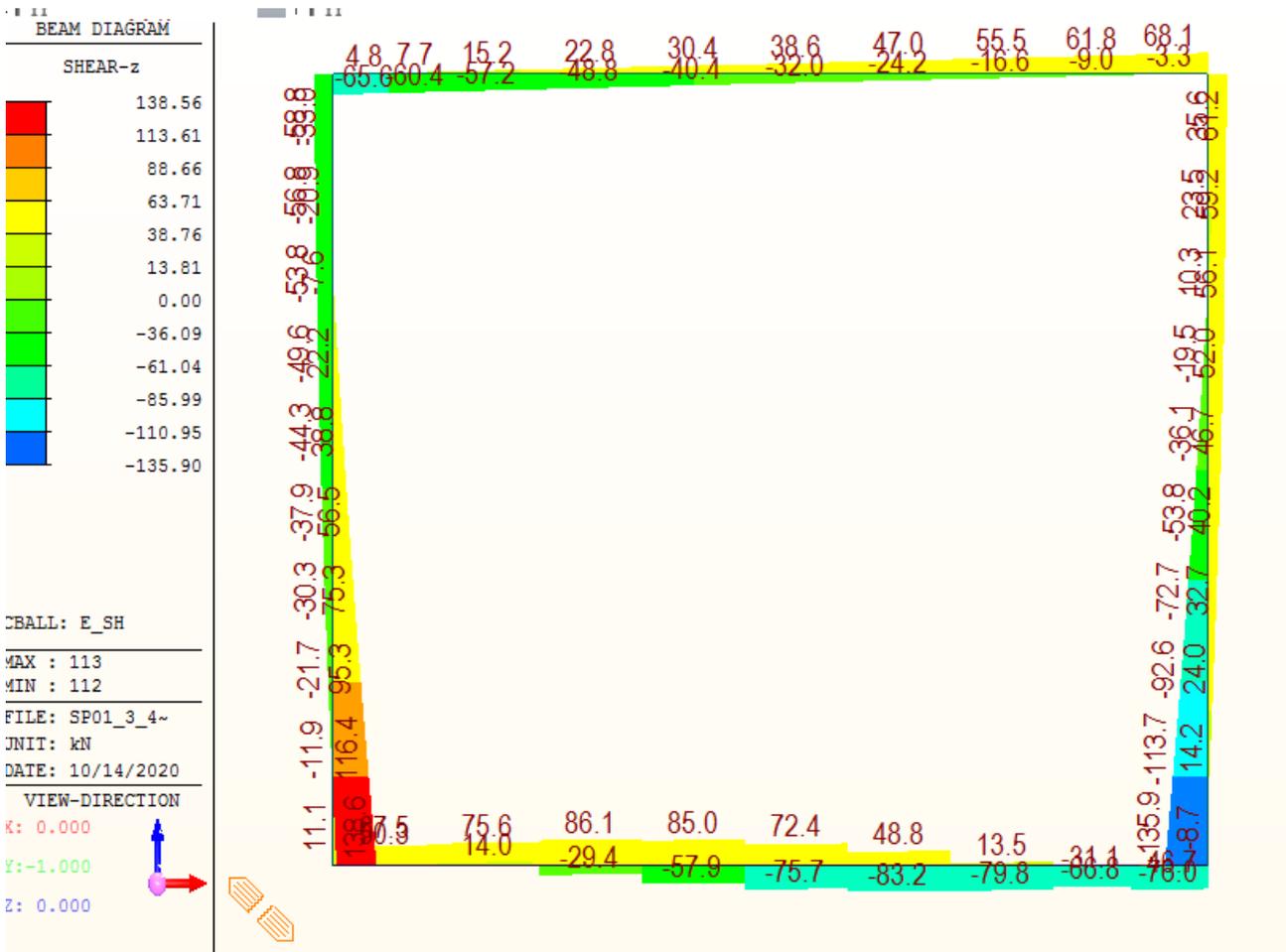


Figura 7.4: Comb.SLV – Taglio

8 VERIFICHE SLU

Sulla base dei digrammi delle azioni interne riportati nei paragrafi precedenti, si effettua la verifica flessionale e a taglio allo stato limite ultimo dello scatolare. Le verifiche verranno eseguite prendendo in considerazione le seguenti sezioni:

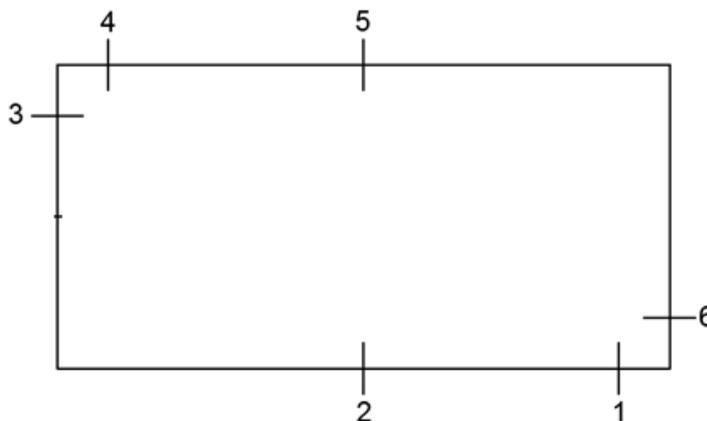


Figura 6 - Sezioni di verifica

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica ed indicate in figura.

Tabella 3 - Sollecitazioni di verifica SLU

Elemento	Sezione	M_{max}	T_{max}
		[kNm]	[kN]
Soletta inferiore – Nodo	1	106.23	136.56
Soletta Inferiore – Mezzeria	2	-60.50	75.70
Piedritto – Nodo soletta superiore	3	-81.70	58.80
Soletta superiore – Nodo	4	-81.70	106.60
Soletta superiore - Mezzeria	5	53.50	52.60
Piedritto – Nodo soletta inferiore	6	-106.23	138.56

8.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE.

Le verifiche a pressoflessione sono state effettuate con l'ausilio del software Vcaslu. A vantaggio di sicurezza, nelle verifiche è trascurato lo sforzo normale. Il copriferro netto è assunto pari a 4 cm.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Tabella 4 - Verifiche di resistenza a pressoflessione

Sezione	M_{max}	$N_{corrisp}$	b	h	$A_{s,sup}$	$A_{s,inf}$	M_r	$c.s$
	[kNm]	[kN]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[kNm]	[-]
1	106.23	-	100	40	1Φ16/20	1Φ16/20	135,80	1.27
2	-60.50	-	100	40	1Φ16/20	1Φ16/20	135,80	2.24
3	-81.70	-	100	40	1Φ16/20	1Φ16/20	136,90	1.67
4	-81.70	-	100	40	1Φ16/20	1Φ16/20	136,90	1.67
5	53.50	-	100	40	1Φ16/20	1Φ16/20	136,90	2.55
6	-106.23	-	100	40	1Φ16/20	1Φ16/20	136,90	1.28

Si riportano di seguito i risultati in forma grafica.

Titolo: Fondazione

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	5
			2	10.05	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 181.1 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15.87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667
 τ_{cl} : 1.971

Tipologia
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

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

Precompresso

Figura 8.7: Momento resistente fondazione – Momento Negativo

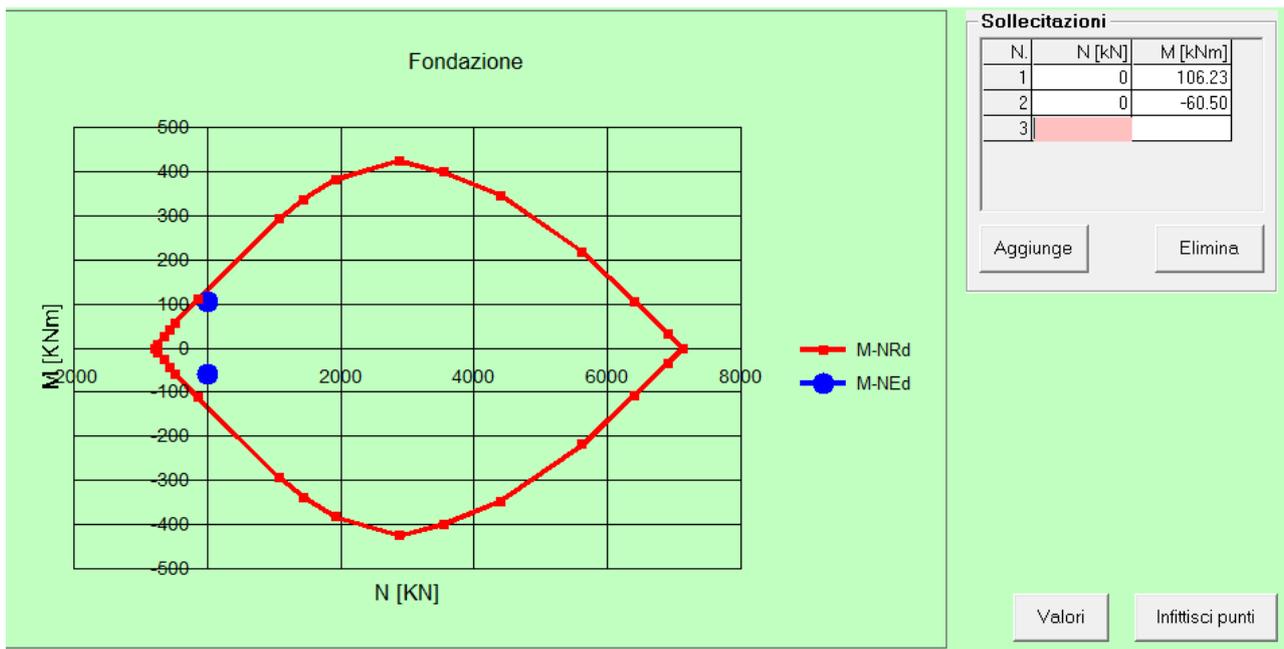


Figura 8.8: Dominio M-N

TITOLO : Elevazione -

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	10.05	5
			2	10.05	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ‰
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -136.5 kNm α_c -17 N/mm² σ_s 391.3 N/mm² e_c 3.5 ‰ e_s 26.75 ‰
d 35 cm x 4.05 x/d 0.1157 δ 0.7

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

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 8.9: Momento resistente - Momento Negativo

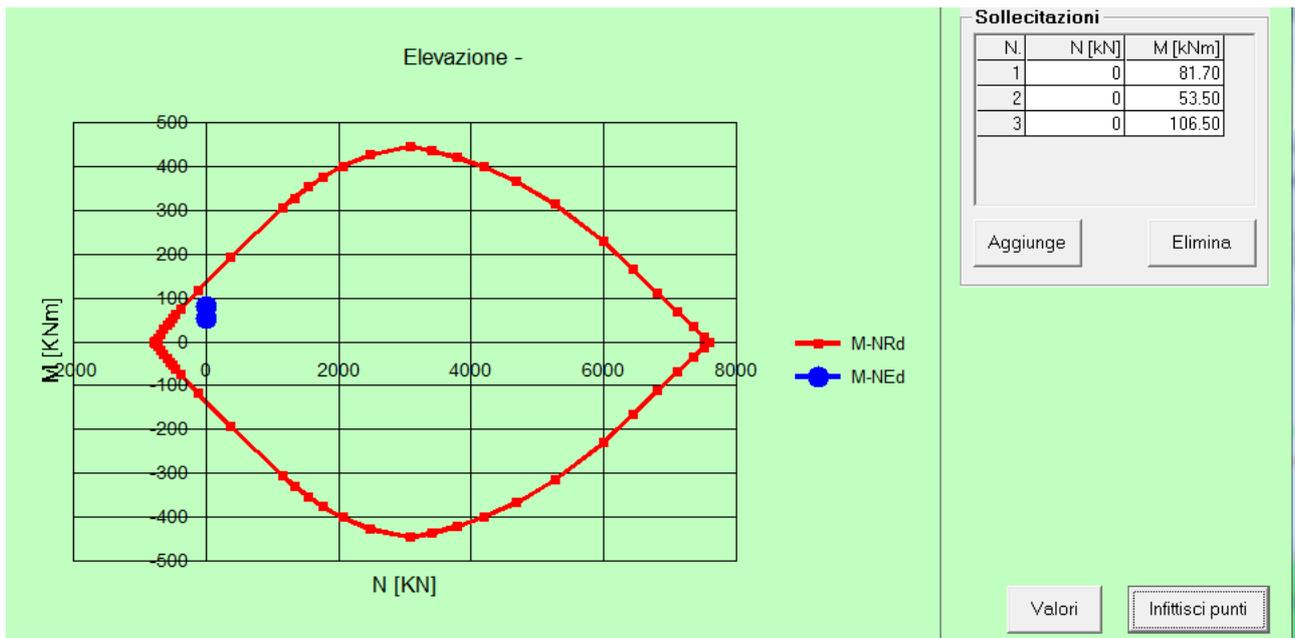


Figura 8.10: Dominio M-N

8.2 VERIFICHE A TAGLIO

In presenza di armatura, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2\theta)}$$

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche a taglio:

Sezione	[-]	1	2	3	4	5	6	
Sezione	[b x h]	1.00 x 0.40						
η_c	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calce
η_s	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	35	35	35	Resistenza caratteristica cubica
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5	Resistenza a compressione di pr
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2	Resistenza a compressione ridot
f_{yk}	[N/mm ²]	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	Tensione caratt. di snervamento c
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	391.3	391.3	391.3	391.3	391.3	Tensione di snervamento di progr
α_c	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	350	350	350	350	350	350	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	400	400	400	400	400	Passo armatura a taglio
Φl	[mm]	8	8	8	8	8	8	Diametro legature
n	[-]	5	2.5	5	5	2.5	5	Numero di legature/metro lineare
A_{sw}	[mm ²]	251	126	251	251	126	251	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	90	90	90	90	Inclinazione armatura a taglio
q	[°]	22	22	22	22	22	22	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	192	96	192	192	96	192	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	901	901	901	901	901	901	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	192	96	192	192	96	192	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	136.56	76.00	59.00	107.00	53.00	139.00	Taglio sollecitante di progetto
F_S	[-]	1.40	1.26	3.25	1.79	1.81	1.38	Coefficiente di sicurezza

La verifica è soddisfatta.

9 VERIFICHE SLE

Sulla base dei digrammi delle azioni interne riportati nei paragrafi precedenti, si effettua la verifica SLE.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni (in combinazione SLE-Rara) ricavati per le sezioni oggetto di verifica ed indicate in figura.

Elemento	Sezione	M_{max} [kNm]
Soletta inferiore – Nodo	1	54.73
Soletta Inferiore – Mezzeria	2	-38.20
Piedritto – Nodo soletta superiore	3	36.40
Soletta superiore – Nodo	4	-36.40
Soletta superiore - Mezzeria	5	28.70
Piedritto – Nodo soletta inferiore	6	54.74

9.1 ANALISI TENSIONALE

Si riporta la verifica in condizione rare

La massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck} = \mathbf{19,20 MPa}$ - elevazione
- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck} = \mathbf{16,80 MPa}$ - fondazione

Per l'acciaio, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = \mathbf{337,5 MPa}$

Si riportano di seguito i risultati della verifica tensionale. Come si evince dai valori delle tensioni, l'analisi tensionale è sempre verificata.

Titolo: Elevazione - Sezione 6

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	10.05	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 55 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -3.468 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 171.7 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 17	ϵ_s 0.8586 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?	d 35 cm
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5	x 8.137 x/d 0.2325
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6933	δ 0.7306
	τ_{c1} 2.029	

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

Sezio...
File

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

Verifica
N° iterazioni: 4

Precompresso

9.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

Per le verifiche di fessurazione, cautelativamente si fa riferimento alla combinazione rara e si considera:

$$\delta_f \leq w_2 = 0.2\text{mm}$$

STEP 1 – Formazione delle fessure

Combinazione	[-]	SLE_rara	SLE_rara	SLE_rara	SLE_rara	SLE_rara	SLE_rara	
Elemento	[-]	Fondazione	Fondazione	Piedritto	Soletta	Soletta	Piedritto	
Sezione	[-]	1	2	3	4	5	6	
Sollecitazione	[-]	Flessione	Flessione	Flessione	Flessione	Flessione	Flessione	
b	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	base della sezione
h	[mm]	400	400	400	400	400	400	altezza della sezione
A	[mm ²]	4.000E+05	4.000E+05	4.000E+05	4.000E+05	4.000E+05	4.000E+05	Sezione resistente (solo CLS)
W	[mm ³]	2.667E+07	2.667E+07	2.667E+07	2.667E+07	2.667E+07	2.667E+07	Modulo resistente (solo CLS)
f _{ck}	[MPa]	29.1	29.1	33.2	33.2	33.2	33.2	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f _{ctm}	[MPa]	2.83	2.83	3.10	3.10	3.10	3.10	Resistenza media a trazione
σ _{ct,amm}	[MPa]	2.83	2.83	3.10	3.10	3.10	3.10	Resistenza ammissibile a trazione*
N	[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Azione assiale concomitante
M _{max}	[kN-m]	55.00	38.20	36.40	36.40	28.70	54.75	Momento massimo sollecitante
M _{ff}	[kN-m]	75.60	75.60	82.64	82.64	82.64	82.64	Momento di formazione fessure
	Fessurato	No	No	No	No	No	No	Check

La sezioni non risultano fessurate.