



COMMISSARIO DELEGATO

OCDPC 482/2017

REGIONE TOSCANA

SETTORE GENIO CIVILE VALDARNO INFERIORE E COSTA

INTERVENTI DI RIDUZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO SUL BACINO DEL RIO MAGGIORE - TRATTO 3 - APERTURA CANALE ED ADEGUAMENTO ALVEO NEL TRATTO DA VIA RODOCANACCHI A VIA TOTI, COMPRESO NUOVO PONTE VIA TOTI - COMUNE DI LIVORNO

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

DIRIGENTE RESPONSABILE DEL CONTRATTO
Ing. Francesco PISTONE

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Francesco PISTONE

UFFICIO DI PROGETTAZIONE

PROGETTISTI



Studio **INGEO**
Ingegneri e Geologi Associati
Via dell'Acquacalda 840 A - 55100 Lucca
Telefono 0583 - 48682
Telefax 0583 - 464539
E-mail ingegneri@ingeo.it

Ing. Paolo Barsotti

CODICE ELABORATO

Anno	Commessa	Progetto	Elaborato	Tipologia	n°
2019	049	E	STR	REL	F200

LIVELLO	Numero	Data	Stesura	Controllo	Approvazione
1 ^ Emissione		30/04/2020			
2 ^ Emissione		24/06/2020			

OGGETTO ELABORATO

Relazione di calcolo strutturale e geotecnico:
canale a sezione aperta in c.a. e ponte via Toti

	Soggetto competente	Data	Firma	ELABORATO REL F.2
Emesso	Progettista coordinatore/integratore Ing. Barsotti	Aprile 2020		
Visionato	R.U.P. Ing. Francesco Pistone			
Confermato	D.R.C. Ing. Francesco Pistone			

Livorno - Via Aristide Nardini 31, 57125

Sommario

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3	DESCRIZIONE MODELLO STRUTTURALE	2
3.1	ORIGINE, CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA’ DEI CODICI DI CALCOLO	2
4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	3
5	CANALE A SEZIONE APERTA IN CEMENTO ARMATO	4
5.1	ANALISI DEI CARICHI	4
5.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	8
5.3	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	14
5.4	VERIFICHE STRUTTURALI	27
5.4.1	SPALLE SINISTRA E DESTRA	27
5.4.2	PLATEA	32
5.5	VERIFICHE GEOTECNICHE	35
5.5.1	VERIFICA CAPACITA’ PORTANTE (SLU)	35
5.5.2	VERIFICA A SCORRIMENTO (SLU)	38
5.5.3	VERIFICA A SOLLEVAMENTO (SLU)	39
5.5.4	VERIFICA CEDIMENTI (SLE)	40
5.6	GIUDIZIO DI AFFIDABILITA’ SUI RISULTATI	40
6	SOLAIO SCANNAFOSSO PERCORSO PEDONALE	41
6.1	ANALISI DEI CARICHI	41
6.2	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	41
6.3	VERIFICHE STRUTTURALI	41
7	PONTE, SCATOLARE	43
7.1	ANALISI DEI CARICHI	44
7.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE	47
7.3	ANALISI DINAMICA MODALE	53
7.4	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	54
7.4.1	LASTRA PREDALLE	54
7.4.2	IMPALCATO	54
7.4.3	SPALLE	56
7.4.4	FONDAZIONE	58
7.4.5	PARETE PROVVISORIA DI RACCORDO TRATTO 2 – TRATTO 3	59
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI	61
7.5.1	LASTRA PREDALLE	61
7.5.2	IMPALCATO	64
7.5.3	SPALLE	68
7.5.4	PARETE PROVVISORIA DI RACCORDO TRATTO 2 – TRATTO 3	70
7.5.5	FONDAZIONE	71
7.6	VERIFICHE A DEFORMAZIONE SLE	74

7.7 VERIFICHE GEOTECNICHE	75
7.7.1 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE	75
7.7.2 VERIFICA SCORRIMENTO	80
7.7.3 VERIFICA A SOLLEVAMENTO	80
7.8 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI	80
8 SOLETTA SCANNAFOSSO, ANTE E POST PONTE	83
8.1 ANALISI DEI CARICHI	83
8.2 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	83
8.3 VERIFICHE STRUTTURALI	83
9 MENSOLA PONTE PER APPOGGIO SOLETTA SCANNAFOSSO	85
9.1 ANALISI DEI CARICHI	85
9.2 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	85
9.3 VERIFICHE STRUTTURALI	85

1 PREMESSA

La seguente relazione riporta i calcoli strutturali delle opere presenti nell'appalto *"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore -Tratto 3- Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti"*.

In particolare in questo elaborato si riportano i calcoli strutturali del manufatto di contenimento delle acque del Rio Maggiore e il ponte di via Toti, mentre le paratie necessarie in fase costruttiva e di esercizio sono presenti nella relazione di calcolo strutturale e geotecnica F.3

Nei paragrafi seguenti dopo una breve descrizione delle normative di riferimento si passa all'analisi del canale aperto in cemento armato gettato in opera considerando due modelli di calcolo che tengono conto della diversa geometria della parete in sponda destra con le diverse condizioni di carico. L'opera è divisa in cinque conci, con giunti tecnici a tenuta idraulica, ogni concio ha una platea di fondazione orizzontale e pareti interne con rivestimento stampato mediante forma in gomma da applicare sui casseri.

Le dimensioni geometriche del canale in cemento armato sono: larghezza interna netta di 10,0m con altezza delle pareti di circa 6,0m gli spessori dei vari elementi sono di 70 cm quello della platea e di 60 cm quello delle pareti, salvo prevedere spessori ridotti per i parapetti sia del camminamento pedonale in sponda sinistra che in corrispondenza della pista ciclabile in sponda destra, via Nazario Sauro.

In sponda sinistra per rendere ispezionabili i tiranti della paratia viene realizzato uno scannafosso aderente alle pareti del canale stessa cosa in sponda destra in via Nazario Sauro.

Effettuata la analisi e verifica strutturale e geotecnica, del manufatto ad U si passa all'analisi del ponte su via Toti, l'opera è uno scatolare in cemento armato dove la soletta di impalcato è realizzata con lastre predalles prefabbricate autoportanti per svincolare il getto dalla presenza dell'acqua nel Rio Maggiore.

Le dimensioni geometriche sono: luce netta del ponte 10,0m, platea di fondazione dello spessore di 65cm con spalle alte 4,30m e spessore sempre di 65 cm, la soletta superiore ha uno spessore complessivo di 50 cm di cui 8cm sono delle lastre prefabbricate.

Per i due manufatti vengono analizzati:

- i carichi di progetto, che sostanzialmente sono quelli delle NTC 2018, in particolare per il manufatto ad U in sponda sinistra viene considerata la spinta attiva anche se questa per la presenza della paratia e dello scannafosso difficilmente riesce a raggiungere il valore indicato nei calcoli;
- le caratteristiche della sollecitazione;
- le verifiche strutturali e geotecniche.

La falda nelle indagini geognostiche è stata trovata a circa a 1,80m s.l.m ma per le verifiche sia al sollevamento che strutturali è stata assunta a circa 2,0m dall'intradosso delle platee di fondazione.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.P.R. 6 giugno 2001, n°380

"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"

Legge 05/11/1971 n° 1086

" Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica. "

Legge 02/02/1974 n° 64

" Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. "

D.M.LL.PP. 17/01/2018

" Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 21/01/2019 n° 7 C.S.LL.PP

" Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni " di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. "

UNI EN 206:2016

" Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità "

UNI 11104:2016

" Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206"

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

" Linee guida sul calcestruzzo strutturale"

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

" Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale"

3 DESCRIZIONE MODELLO STRUTTURALE

Per entrambe le opere sia per il ponte che per il manufatto ad U viene effettuata un'analisi strutturale con un codice di calcolo agli elementi finiti, SAP2000 Plus 21.2.0, modellando le varie parti in maniera spaziale, impalcato, spalle e fondazione, quest'ultima poggiante su un letto di molle verticali.

L'analisi statica è quella lineare elastica, mentre per il ponte l'analisi sismica è quella dinamica modale con spettro di risposta elastico sia in senso longitudinale che trasversale, considerando un comportamento non dissipativo, sostanzialmente elastico con un fattore di comportamento $q = 1$. Per quanto riguarda invece il manufatto ad U l'analisi sismica considera sempre un comportamento non dissipativo con un fattore di comportamento unitario, ma in via cautelativa assegna alle pareti verticali l'azione di inerzia dovuta al valore massimo del plateau dello spettro elastico di progetto.

Nel paragrafo relativo alla modellazione strutturale, si descrivono i vari elementi di entrambi i modelli, i carichi assegnati e quant'altro necessario per l'analisi.

3.1 ORIGINE, CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO

Titolo programma di calcolo: "SAP 2000 plus 64 bit"

Autore: Computers and Structures, Inc.

195 University Ave

Tel: 510-845-2177-Fax 510-845-4096

E-mail: info@csiberkeley.com

www.csiberkeley

Versione e estremi licenza uso: “SAP2000 21.0.2 build 1491

Numero di serie:106905

Soggetto intestatario licenza: INGEO

Studio INGEO

Ingegneri e geologi Associati

Via Acquacalda 840/a 55100 Lucca

Tel 0583-48682 Telefax 0583-464539

E-mail studio@ingeo.it

C'è da dire che insieme al software è stata allegata una documentazione che illustra alcuni casi elementari, che rispecchiano le caratteristiche di quello in oggetto e dimostrano l'affidabilità del programma, comunque per l'opere in oggetto per saggiare l'affidabilità dell'elaboratore, basta controllare il paragrafo “giudizio di accettabilità dei risultati” della presente relazione.

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La valutazione della sicurezza viene effettuata con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, metodo di primo livello.

La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limiti ultimi di resistenza è espressa dall'equazione formale

$R_d \geq E_d$ dove:

R_d rappresenta la capacità di progetto in termini di resistenza, duttilità e/o spostamenti della struttura

E_d il valore di progetto della domanda

Di volta in volta i valori di R_d e E_d saranno momenti flettenti, sforzi taglianti, sforzi normali ecc.

Si considera di regola l'approccio 2 delle NTC 2018 che considera una sola combinazione dei gruppi dei coefficienti A1, M1, R3 però per le paratie la norma impone l'uso dell'approccio 1, che assume invece due combinazioni:

la prima con i coefficienti γ_f della colonna A1 e i coefficienti γ_M colonna M1,

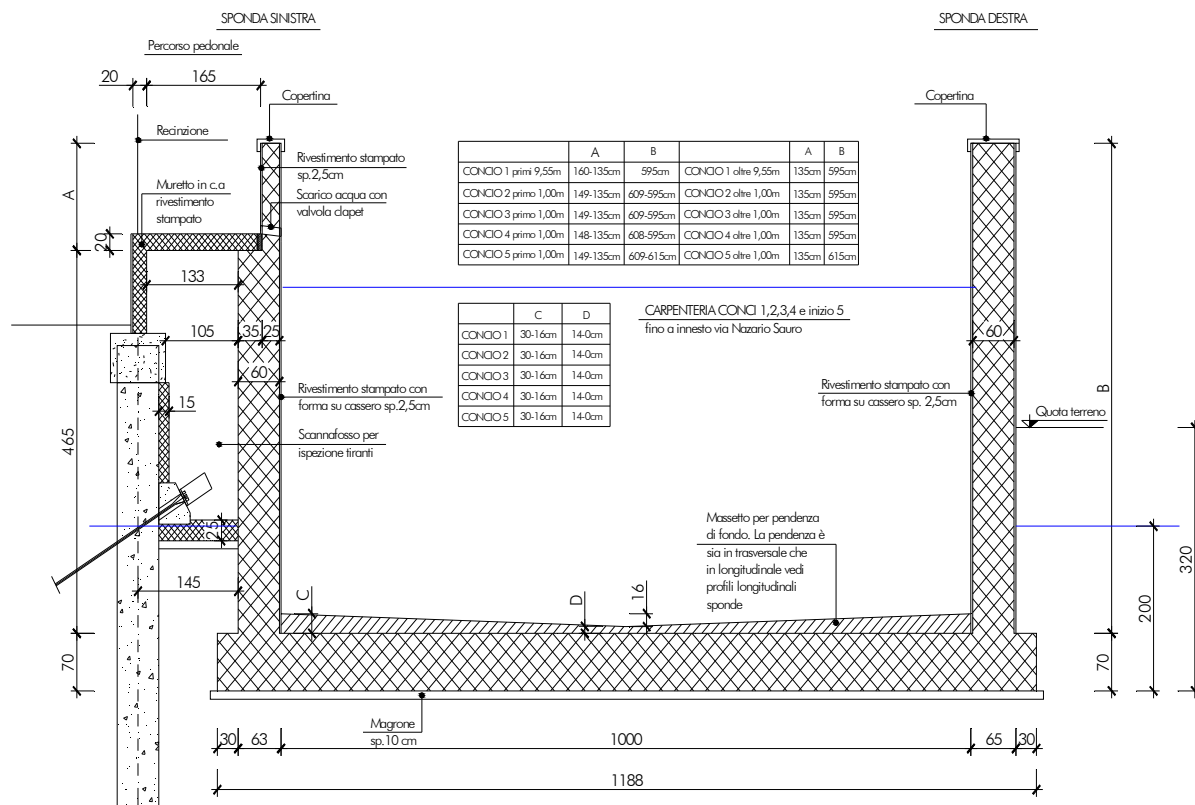
mentre la seconda con i coefficienti γ_f della colonna A2 e i coefficienti γ_M colonna M2,

Le verifiche di sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio per le parti in cemento armato delle varie opere si effettuano controllando la fessurazione e le tensioni sul calcestruzzo e sull'armatura, come previsto da normativa, per il ponte di via Toti si riporta una verifica di deformazione dell'impalcato.

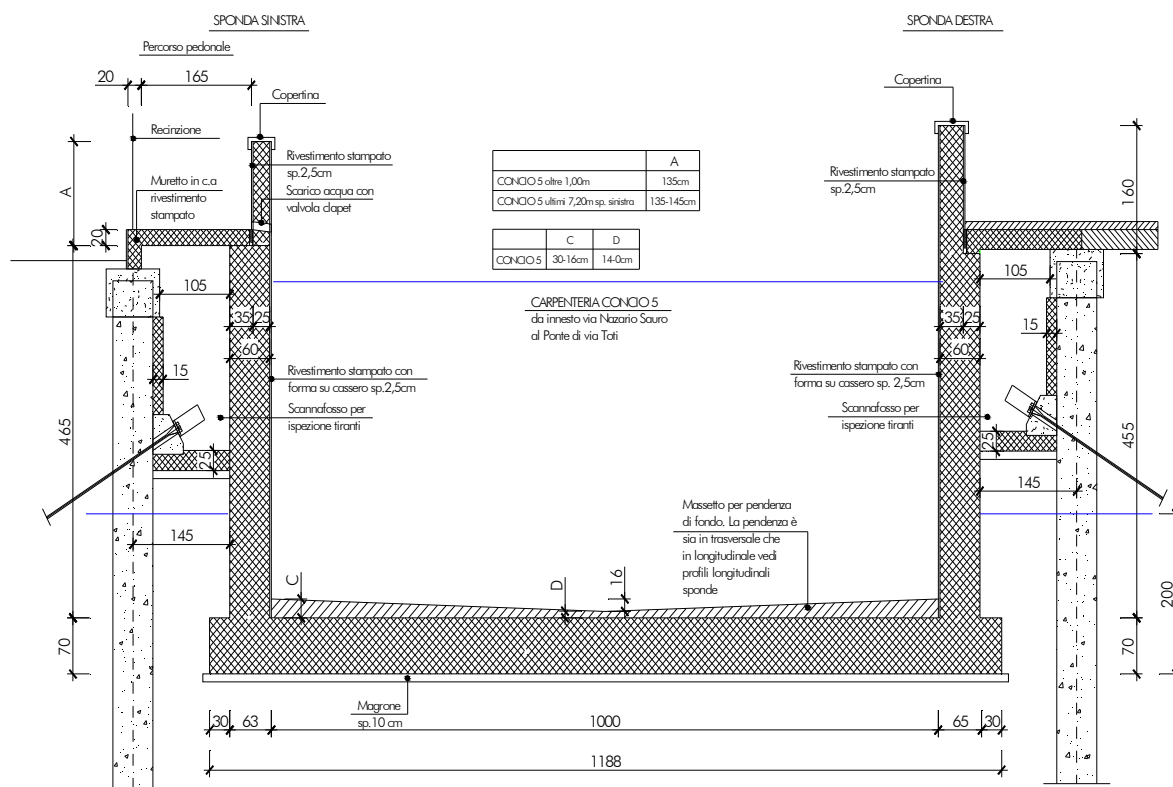
5 CANALE A SEZIONE APERTA IN CEMENTO ARMATO

5.1 ANALISI DEI CARICHI

Geometria, Conci 1-2-3-4 e inizio 5 fino innesto via Nazario Sauro



Geometria, Conco 5 in corrispondenza via Nazario Sauro



Per il terreno a tergo del manufatto si assumano in via cautelativa le caratteristiche meccaniche sotto riportate (lo 0 è riferito a piano campagna):

Sponda sinistra (E' presente la paratia e lo scannafosso)

Per questa sponda il terreno è di riporto, in parte drenante, vengono assunte le seguenti caratteristiche:

Da 0 in poi $\Phi_k = 29^\circ$ ang. attrito $\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. terr. $\gamma_{ts} = 20,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. terr. saturo

Sponda destra

Per questa sponda il terreno è quello tratto dalla relazione geologica allegata:

Da 0 in poi $\Phi_k = 22^\circ$ ang. attrito $\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. terr. $\gamma_{ts} = 20,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. terr. saturo

Terreno sotto fondazione

Per il terreno al di sotto del manufatto ai fini della verifica della capacità portante si assumano alternativamente due strati di terreno con le caratteristiche:

1° strato

$\Phi_k = 22^\circ$ ang. attrito $c'_k = 0,19 \text{ daN/cm}^2$ coes. non drenata $c_{uk} = 0,49 \text{ daN/cm}^2$ coes. drenata

$\gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. terr.

$\gamma_{ts} = 20,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. terr. saturo

2° strato

$\Phi_k = 30^\circ$ ang. attrito $\gamma_{ts} = 19,00 \text{ kN/m}^3$ peso spec. terr. saturo

La falda dalla relazione geologica risulta a 1,80m s.l.m., circa 1,70m dall'intradosso della fondazione. Nei calcoli in via cautelativa si assume a 2,00m dall'intradosso della fondazione.

Carichi permanenti g_1 (verticali)

Descrizione	V (kN)	d_A (m)	M_{AKS} (kNm)
Platea	$11,90 \times 0,70 \times 1,00 \times 25,00 = 208,25$	0,00	0,00
Parete sponda sinistra	$4,65 \times 0,60 \times 1,00 \times 25,00 = 69,75$	-5,35	-373,16
Parete sponda sinistra	$1,30 \times 0,25 \times 1,00 \times 25,00 = 8,13$	-5,15	-41,87
Soletta camminamento	$0,20 \times 0,90 \times 1,00 \times 25,00 = 4,50$	-5,48	-24,66
Terreno sopra fondaz. Sp.sinistra	$0,30 \times 2,50 \times 1,00 \times 20,00 = 15,00$	-5,78	-86,70
Parete sponda destra	$5,95 \times 0,60 \times 1,00 \times 25,00 = 89,25$	5,35	477,49
Terreno sopra fondaz. Sp.destra	$0,30 \times 3,20 \times 1,00 \times 20,00 = 19,20$	5,78	110,98
Rivestimenti sponde interni	$2 \times 0,03 \times 5,95 \times 1,00 \times 24,00 = 8,57$	0,00	0,00
Massetto fondo	$0,08 \times 10,00 \times 1,00 \times 18,00 = 14,40$	0,00	0,00
Totale	437,05		62,08

V carichi caratteristici verticali

d_A distanza da A centro platea

M_{AKS} momento caratteristico stabilizzante

Nel modello di calcolo viene assegnato il carico permanente alle diverse parti della struttura: platea, pareti schematizzati come elementi a piastra il cui carico è il peso specifico per lo spessore dell'elemento.

Spinta terreno e acqua

In sponda sinistra è presente una paratia che assorbe la spinta del terreno, opera non presente in destra salvo per il tratto terminale del manufatto (sezioni S7-S8-S9), comunque in sponda sinistra a favore di sicurezza si considera agente la spinta a riposo con coefficiente k_0 , a partire da 2,0m dal piano campagna per la presenza dello scannafosso.

Si riportano i valori di progetto degli angoli di attrito del terreno e i relativi coefficienti di spinta attiva e a riposo per la combinazione A1+M1.

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1

Sponda sinistra

$\gamma_M = 1,00$ $\Phi_{d1} = \arctan(\tan(\Phi_k)/\gamma_M) = 29,0^\circ$ ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta attiva si usa la formula di Muller-Breslau

$\beta = 0^\circ$ ang. terreno-orizzontale $\alpha = 90^\circ$ ang. muro-orizzontale

$\delta_a = 2/3 \Phi$ ang. attrito terreno-paratia stato attivo

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocannacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$K_{as1} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{[\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) [1 + RQ [\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))]]^2} = 0,310 \text{ coef. spinta attiva}$$

$$K_{01} = 1 - \sin \Phi = 0,515 \text{ coef. spinta a riposo}$$

Sponda destra

$$\gamma_M = 1,00 \quad \Phi_d = \arct(\tan(\Phi_k)) / \gamma_M = 22,0^\circ$$

ang. attrito progetto

$$K_{as1} = 0,406 \text{ coef. spinta attiva}$$

$$K_{01} = 0,625 \text{ coef. spinta a riposo}$$

Si riporta il valore della pressione del terreno e dell'acqua alle diverse quote, sia in sponda destra che sinistra si utilizza il coefficiente di spinta a riposo:

	H altezza (m)		0,00	1,00	1,00	2,00	3,00
1° modello	P _{ter} S.sx (kNm)		0,00	9,80	9,80	14,95	20,10
	H altezza (m)		0,00	1,00	1,00	2,00	3,00
1° modello	P _{ter} S.dx (kNm)		0,00	11,90	11,90	18,10	24,40
	H altezza (m)				0,00	1,00	2,00
1° modello	S _{ac1} ex-in (kNm)				0	10,00	20,00
	H altezza (m)	0,00	1,00	2,00	2,00	3,00	4,00
1° modello	S _{ac2} in-ex (kNm)	0	10,00	20,00	20,00	30,00	40,00
	H altezza (m)		0,00	1,00	1,00	2,00	3,00
1° modello	S _{ac3} in-ex (kNm)		0,00	10,00	10,00	20,00	30,00
	H altezza (m)					0,00	1,00
1° modello	S _{ac4} in-ex (kNm)					0,00	10,00

P_{ter} S.sx pressione terreno sponda sinistra

P_{ter} S.dx pressione terreno sponda destra

S_{ac1} ex-in pressione acqua esterno-interno

S_{ac2} in-ex pressione acqua interno-esterno combinazione di carico SLU o SLE rara

S_{ac3} in-ex pressione acqua interno-esterno combinazione di carico SLE frequente

S_{ac4} in-ex pressione acqua interno-esterno combinazione di carico SLE quasi permanente

	H altezza (m)		0,00	1,00	1,00	2,00	3,00
2° modello	P _{ter} S.sx e S.dx (kNm)		0,00	9,80	9,80	14,95	20,10
	H altezza (m)				0,00	1,00	2,00
2° modello	S _{ac1} ex-in (kNm)				0	10,00	20,00
	H altezza (m)	0,00	1,00	2,00	2,00	3,00	4,00
2° modello	S _{ac2} in-ex (kNm)	0	10,00	20,00	20,00	30,00	40,00
	H altezza (m)		0,00	1,00	1,00	2,00	3,00
2° modello	S _{ac3} in-ex (kNm)		0,00	10,00	10,00	20,00	30,00
	H altezza (m)					0,00	1,00
2° modello	S _{ac4} in-ex (kNm)					0,00	10,00

Spinta da carichi accidentali

Il manufatto ad U, nell'area di intervento tra via Rodocannacchi e via Toti, sia in sponda destra che sinistra passa attraverso zone residenziali condominiali.

In sponda sinistra è presente la paratia che assorbe le spinte ma in via cautelativa si assume che il carico uniforme dovuto al percorso pedonale agisca sul manufatto ad U attraverso la soletta dello scannafosso tramite un carico concentrato sulla parete della sponda il carico uniforme è di $q_s = 5,00 \text{ kN/m}^2$ e quello concentrato di 5 kN.

In sponda destra il carico uniforme agente può essere quello di un parcheggio e agisce sul terreno ed è di $q_s = 10,00 \text{ kN/m}^2$. In prossimità di via Nazario Sauro in sponda destra è presente una strada si assume un sovraccarico accidentale di $q_s = 20,0 \text{ kN/m}^2$ che attraverso lo scannafosso agisce sulla parete come carico concentrato di 20 kN

Spinta terreno sismica

Combinazione con coefficienti parziali terreno M1 (unitari)

Sponda sinistra

$$\gamma_M = 1,00 \quad \Phi_{d1} = \arct(\tan(\Phi_{k1})) / \gamma_M = 29,0^\circ$$

ang. attrito progetto

Per il coefficiente di spinta si usa il metodo di Mononobe-Okabe, che estende l'equazione di Muller-Breslau in campo dinamico (categoria di suolo C)

Stato limite di salvaguardia SLV

accelerazione sismica	$a_g = 0,114 \text{ g}$	Categoria di suolo C	$S_S = 1,50$
Categoria topografica T1	$S_T = 1,00$	$S = S_S S_T = 1,50$	

Otteniamo:

$\beta_m = 1,00$	$a_{max} = a_g S = 0,171 \text{ g}$
$k_h = \beta_m a_g S = 0,171 \text{ g}$	coef. sismico orizzontale
$k_v = 0,50 k_h$	$= 0,086$ coef. sismico verticale
$\theta = \arctg(k_h / (1 - k_v))$	$= 10,60^\circ$ sisma alto $\theta = \arctg(k_h / (1 + k_v)) = 8,95^\circ$ sisma basso

Si riportano i coefficienti di spinta attiva sia per sisma verso l'alto che verso il basso, il secondo però è quello più gravoso e nel seguito è a lui che si fa riferimento

$$K_{ass} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi - \theta)}{[\cos\theta \sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) [1 + RQ[\sin(\Phi + \delta)\sin(\Phi - \beta - \theta) / (\sin(\alpha - \delta - \theta)\sin(\alpha + \beta))]]^2]}$$

$$K_{ass1-} = 0,457 \quad \text{coef. spinta attiva sisma alto} \quad (1 - k_v)K_{ass1-} = 0,418$$

$$K_{ass1+} = 0,429 \quad \text{coef. spinta attiva sisma basso} \quad (1 + k_v)K_{ass1+} = 0,465$$

Si considera l'incremento di spinta del terreno sui primi 3,0m a partire dal fondo

$$I_{s1} = 3,50 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico primi 3,00m a partire dal fondo}$$

Sponda destra

$$\gamma_M = 1,00 \quad \Phi_{d1} = \arctg(\tan(\Phi_{k1})) / \gamma_M = 22,0^\circ \quad \text{ang. attrito progetto}$$

Stato limite di salvaguardia SLV

Si riportano i coefficienti di spinta attiva sia per sisma verso l'alto che verso il basso, il secondo però è quello più gravoso e nel seguito è a lui che si fa riferimento

$$K_{ass1-} = 0,584 \quad \text{coef. spinta attiva sisma alto} \quad (1 - k_v)K_{ass1-} = 0,534$$

$$K_{ass1+} = 0,548 \quad \text{coef. spinta attiva sisma basso} \quad (1 + k_v)K_{ass1+} = 0,595$$

Si considera l'incremento di spinta del terreno sui primi 3,0m

$$I_{s1} = 5,70 \text{ kN/m} \quad \text{incr. sismico primi 3,00m}$$

Forza inerzia

Stato limite di salvaguardia SLV

Per determinare la forza di inerzia dovuta al sisma, visto che si considera il manufatto completamente fuori dal terreno, invece di moltiplicare k_h per il peso della parete, si prende il valore massimo dello spettro elastico, quindi 0,418

Sponda sinistra e destra

$$I_{n1} = 0,418 \text{ g} (P_p + P_t) / g = 8,80 \text{ kN/m}^2 \quad \text{peso parete e terreno}$$

$$I_{n2} = 0,418 \text{ g} (P_p) / g = 6,30 \text{ kN/m}^2 \quad \text{peso parete} \quad I_{n3} = 0,418 \text{ g} (P_p) / g = 2,60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{peso parete}$$

$$I_{n3} = 0,418 \text{ g} (P_p) / g = 3,70 \text{ kN/m}^2 \quad \text{peso parete}$$

Carico da urto

Combinazione eccezionale

Il canale come già ricordato attraversa un'area residenziale condominiale salvo essere adiacente ad una strada in prossimità di via Nazario Sauro, nel primo tratto quindi essendo al più presente un parcheggio l'azione di urto facendo riferimento al paragrafo "3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture delle NTC 2018" in direzione ortogonale

$$F_{dy} = 0,50 F_{dx} = 0,50 \times 50 = 25 \text{ kN}$$

$$\text{Mentre in adiacenza alla strada via Nazario Sauro (strada urbana) } F_{dy} = 0,50 F_{dx} = 0,50 \times 500 = 250 \text{ kN}$$

Si trascurava la forza in direzione parallela alla parete in quanto il suo effetto è trascurabile

5.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Si effettua un'analisi strutturale, con il codice di calcolo agli elementi finiti, SAP2000 plus 64 bit, modellando il manufatto ad U in maniera spaziale e schematizzando i vari elementi spalle e fondazione con elementi a piastra. Si analizzano 15,0m di manufatto e si considerano due modelli, il primo che simula il tratto di opera che va da via Rodocanacchi alla sezione S7 ed ha in sponda sinistra l'opera di sostegno e in sponda destra il terreno, il secondo invece che simula il tratto di opera a ridosso di via Nazario Sauro dove sono presenti le opere di sostegno su entrambe le sponde. La lunghezza del manufatto di 15m non è condizionante sul comportamento dell'opera visto che se si esclude il carico dovuto all'urto del veicolo la deformazione indotta dagli altri carichi è piana.

I vincoli esterni sono rappresentati da un letto di molle in corrispondenza della platea di fondazione. Per quanto riguarda la rigidezza della spalla si considera quella non fessurata visto che per effetto dell'azione sismica questa rimane in campo elastico.

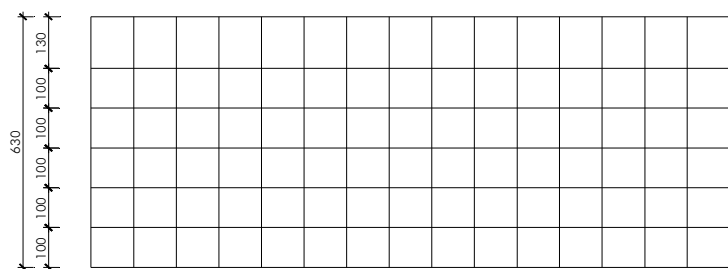
L'analisi effettuata è quella elastica statica.

In maniera cautelativa per l'azione sismica si considera che le spalle del manufatto siano fuori terra e liberi di oscillare in realtà il manufatto è incassato nel terreno, si assume come inerzia il valore massimo dello spettro elastico e si somma l'incremento sismico della spinta del terreno anche se presente l'opera di sostegno.

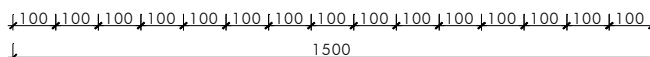
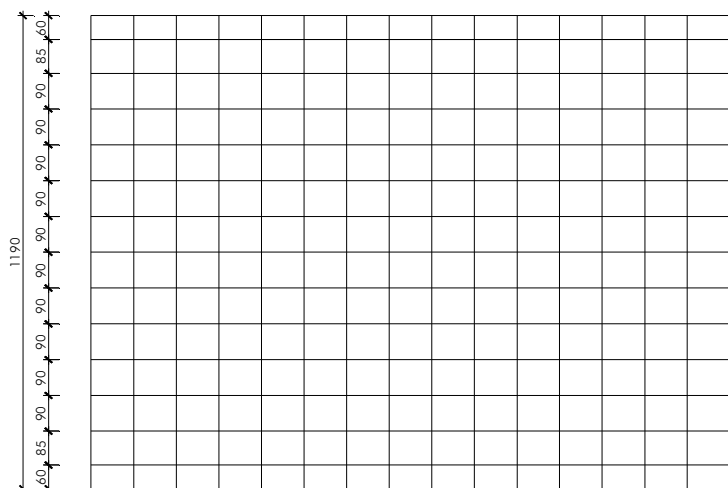
Si riporta di seguito:

- schema dei nodi,
- schema degli elementi,
- schema delle sezioni,
- Condizioni elementari
- Combinazioni di carico

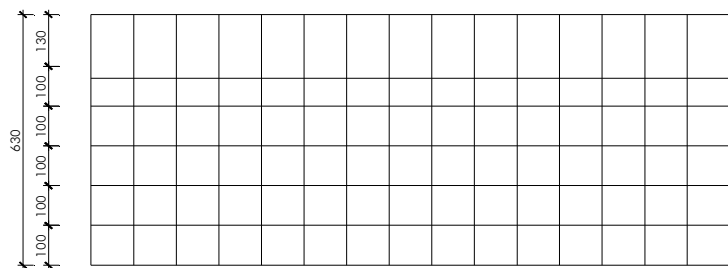
Schema degli elementi



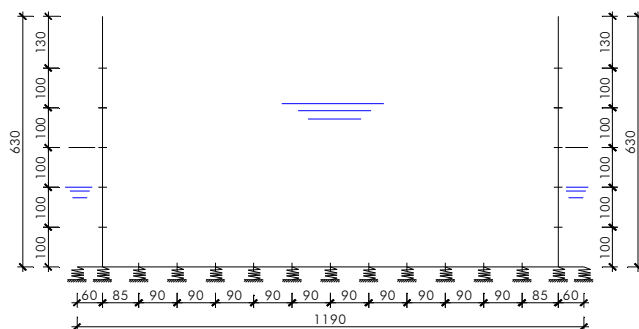
Parete sinistra, shell



Fondazione, shell



Parete destra, shell



Sezione trasversale, vincoli

- 1° modello analizzato (da Via Rodocanacchi a sezione S7)*

The diagram illustrates a cross-section of a building frame with various structural elements and loads. Key components include:

- Columns:** Labeled as *Iner1*, *Iner2*, *Iner3*, *Iner4*, *Iner5*, *Iner6*, *Iner7*, *Iner8*, *Iner9*, *Iner10*, *Iner11*, *Iner12*, *Iner13*, *Iner14*, *Iner15*, *Iner16*, *Iner17*, *Iner18*, *Iner19*, *Iner20*, *Iner21*, *Iner22*, *Iner23*, *Iner24*, *Iner25*, *Iner26*, *Iner27*, *Iner28*, *Iner29*, *Iner30*, *Iner31*, *Iner32*, *Iner33*, *Iner34*, *Iner35*, *Iner36*, *Iner37*, *Iner38*, *Iner39*, *Iner40*, *Iner41*, *Iner42*, *Iner43*, *Iner44*, *Iner45*, *Iner46*, *Iner47*, *Iner48*, *Iner49*, *Iner50*, *Iner51*, *Iner52*, *Iner53*, *Iner54*, *Iner55*, *Iner56*, *Iner57*, *Iner58*, *Iner59*, *Iner60*, *Iner61*, *Iner62*, *Iner63*, *Iner64*, *Iner65*, *Iner66*, *Iner67*, *Iner68*, *Iner69*, *Iner70*, *Iner71*, *Iner72*, *Iner73*, *Iner74*, *Iner75*, *Iner76*, *Iner77*, *Iner78*, *Iner79*, *Iner80*, *Iner81*, *Iner82*, *Iner83*, *Iner84*, *Iner85*, *Iner86*, *Iner87*, *Iner88*, *Iner89*, *Iner90*, *Iner91*, *Iner92*, *Iner93*, *Iner94*, *Iner95*, *Iner96*, *Iner97*, *Iner98*, *Iner99*, *Iner100*.
- Beams:** Labeled as *Is1*, *Is2*, *Is3*, *Is4*, *Is5*, *Is6*, *Is7*, *Is8*, *Is9*, *Is10*, *Is11*, *Is12*, *Is13*, *Is14*, *Is15*, *Is16*, *Is17*, *Is18*, *Is19*, *Is20*, *Is21*, *Is22*, *Is23*, *Is24*, *Is25*, *Is26*, *Is27*, *Is28*, *Is29*, *Is30*, *Is31*, *Is32*, *Is33*, *Is34*, *Is35*, *Is36*, *Is37*, *Is38*, *Is39*, *Is40*, *Is41*, *Is42*, *Is43*, *Is44*, *Is45*, *Is46*, *Is47*, *Is48*, *Is49*, *Is50*, *Is51*, *Is52*, *Is53*, *Is54*, *Is55*, *Is56*, *Is57*, *Is58*, *Is59*, *Is60*, *Is61*, *Is62*, *Is63*, *Is64*, *Is65*, *Is66*, *Is67*, *Is68*, *Is69*, *Is70*, *Is71*, *Is72*, *Is73*, *Is74*, *Is75*, *Is76*, *Is77*, *Is78*, *Is79*, *Is80*, *Is81*, *Is82*, *Is83*, *Is84*, *Is85*, *Is86*, *Is87*, *Is88*, *Is89*, *Is90*, *Is91*, *Is92*, *Is93*, *Is94*, *Is95*, *Is96*, *Is97*, *Is98*, *Is99*, *Is100*.
- Loads:** Labeled as *Ps1, Q1*, *Ps2, Q2*, *Ps3, Q3*, *Ps4, Q4*, *Ps5, Q5*, *Ps6, Q6*, *Ps7, Q7*, *Ps8, Q8*, *Ps9, Q9*, *Ps10, Q10*, *Ps11, Q11*, *Ps12, Q12*, *Ps13, Q13*, *Ps14, Q14*, *Ps15, Q15*, *Ps16, Q16*, *Ps17, Q17*, *Ps18, Q18*, *Ps19, Q19*, *Ps20, Q20*, *Ps21, Q21*, *Ps22, Q22*, *Ps23, Q23*, *Ps24, Q24*, *Ps25, Q25*, *Ps26, Q26*, *Ps27, Q27*, *Ps28, Q28*, *Ps29, Q29*, *Ps30, Q30*, *Ps31, Q31*, *Ps32, Q32*, *Ps33, Q33*, *Ps34, Q34*, *Ps35, Q35*, *Ps36, Q36*, *Ps37, Q37*, *Ps38, Q38*, *Ps39, Q39*, *Ps40, Q40*, *Ps41, Q41*, *Ps42, Q42*, *Ps43, Q43*, *Ps44, Q44*, *Ps45, Q45*, *Ps46, Q46*, *Ps47, Q47*, *Ps48, Q48*, *Ps49, Q49*, *Ps50, Q50*, *Ps51, Q51*, *Ps52, Q52*, *Ps53, Q53*, *Ps54, Q54*, *Ps55, Q55*, *Ps56, Q56*, *Ps57, Q57*, *Ps58, Q58*, *Ps59, Q59*, *Ps60, Q60*, *Ps61, Q61*, *Ps62, Q62*, *Ps63, Q63*, *Ps64, Q64*, *Ps65, Q65*, *Ps66, Q66*, *Ps67, Q67*, *Ps68, Q68*, *Ps69, Q69*, *Ps70, Q70*, *Ps71, Q71*, *Ps72, Q72*, *Ps73, Q73*, *Ps74, Q74*, *Ps75, Q75*, *Ps76, Q76*, *Ps77, Q77*, *Ps78, Q78*, *Ps79, Q79*, *Ps80, Q80*, *Ps81, Q81*, *Ps82, Q82*, *Ps83, Q83*, *Ps84, Q84*, *Ps85, Q85*, *Ps86, Q86*, *Ps87, Q87*, *Ps88, Q88*, *Ps89, Q89*, *Ps90, Q90*, *Ps91, Q91*, *Ps92, Q92*, *Ps93, Q93*, *Ps94, Q94*, *Ps95, Q95*, *Ps96, Q96*, *Ps97, Q97*, *Ps98, Q98*, *Ps99, Q99*, *Ps100, Q100*.
- Other Labels:** *Ins1*, *Ins2*, *Ins3*, *Ins4*, *Ins5*, *Ins6*, *Ins7*, *Ins8*, *Ins9*, *Ins10*, *Ins11*, *Ins12*, *Ins13*, *Ins14*, *Ins15*, *Ins16*, *Ins17*, *Ins18*, *Ins19*, *Ins20*, *Ins21*, *Ins22*, *Ins23*, *Ins24*, *Ins25*, *Ins26*, *Ins27*, *Ins28*, *Ins29*, *Ins30*, *Ins31*, *Ins32*, *Ins33*, *Ins34*, *Ins35*, *Ins36*, *Ins37*, *Ins38*, *Ins39*, *Ins40*, *Ins41*, *Ins42*, *Ins43*, *Ins44*, *Ins45*, *Ins46*, *Ins47*, *Ins48*, *Ins49*, *Ins50*, *Ins51*, *Ins52*, *Ins53*, *Ins54*, *Ins55*, *Ins56*, *Ins57*, *Ins58*, *Ins59*, *Ins60*, *Ins61*, *Ins62*, *Ins63*, *Ins64*, *Ins65*, *Ins66*, *Ins67*, *Ins68*, *Ins69*, *Ins70*, *Ins71*, *Ins72*, *Ins73*, *Ins74*, *Ins75*, *Ins76*, *Ins77*, *Ins78*, *Ins79*, *Ins80*, *Ins81*, *Ins82*, *Ins83*, *Ins84*, *Ins85*, *Ins86*, *Ins87*, *Ins88*, *Ins89*, *Ins90*, *Ins91*, *Ins92*, *Ins93*, *Ins94*, *Ins95*, *Ins96*, *Ins97*, *Ins98*, *Ins99*, *Ins100*.

Combinazioni di carico

Combinazioni SLU statiche STR

- 1) $1,35 g_1 + 1,35 spt_1 + 1,35 sac_1 + 1,35 sq_1 + 1,35 sq_2$
- 2) $1,35 g_1 + 1,35 sac_2$

Combinazioni SLU eccezionale (urto)

- 3) $1,00 g_1 + 1,00 spt_1 + 1,00 sac_1 + 0,20 sq_1 + 0,20 sq_2 + Urt$

Combinazioni SLV sismiche

- 4) $1,00 g_1 + 1,00 spt_1 + 1,00 sac_1 + 0,20 sq_1 + 0,20 sq_2 + Insis1 + iner1$
- 5) $1,00 g_1 + 1,00 spt_1 + 1,00 sac_1 + 0,20 sq_1 + 0,20 sq_2 + Insis2 + iner2$

Combinazioni SLE rara

- 6) $g_1 + spt_1 + sac_1 + sq_1 + sq_2$
- 7) $g_1 + sac_2$

Combinazioni SLE frequente

- 8) $g_1 + spt_1 + sac_1 + 0,75 sq_1 + 0,75 sq_2$
- 9) $g_1 + sac_3$

Combinazioni SLE quasi permanente

- 10) $g_1 + spt_1 + sac_1 + 0,20 sq_1 + 0,20 sq_2$
- 11) $g_1 + sac_4$

Si riportano gli involuppi delle combinazioni di carico considerati

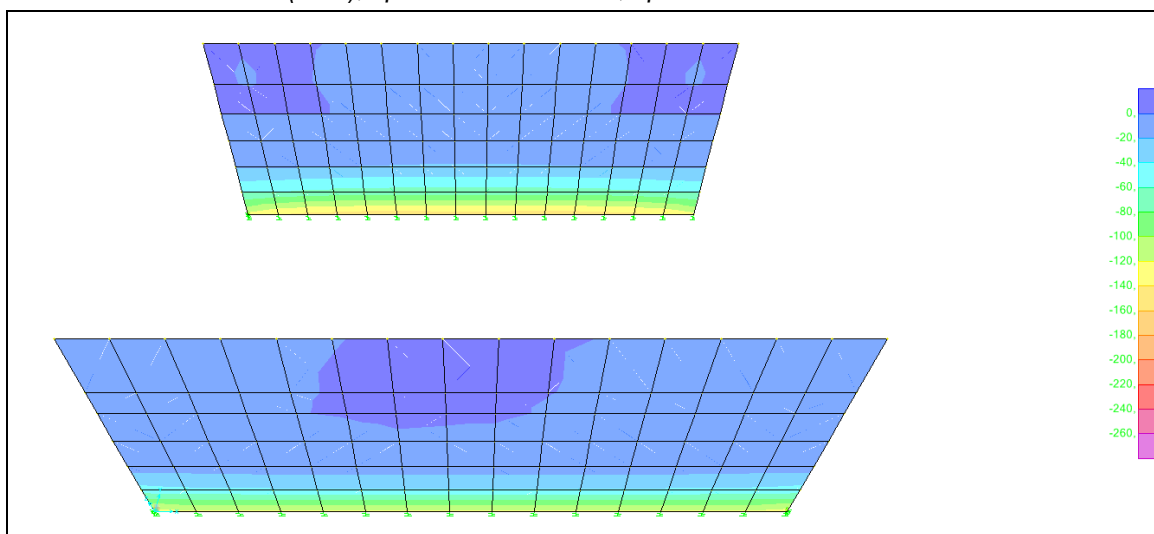
INSLU	involuppo delle combinazioni da 1 a 3
INSLV	involuppo delle combinazioni da 4 e 5
INSLer	involuppo delle combinazioni da 6 a 7
INSLef	involuppo delle combinazioni da 8 a 9
INSLEqper	involuppo delle combinazioni da 10 a 11

5.3 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

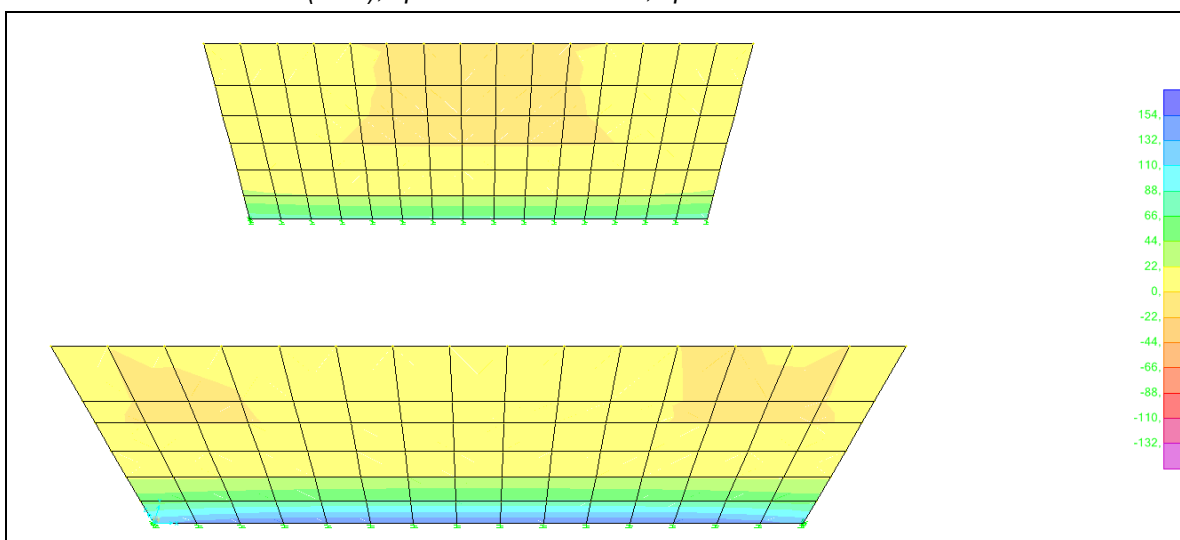
SPALLE SPONDA SINISTRA E DESTRA

1° modello

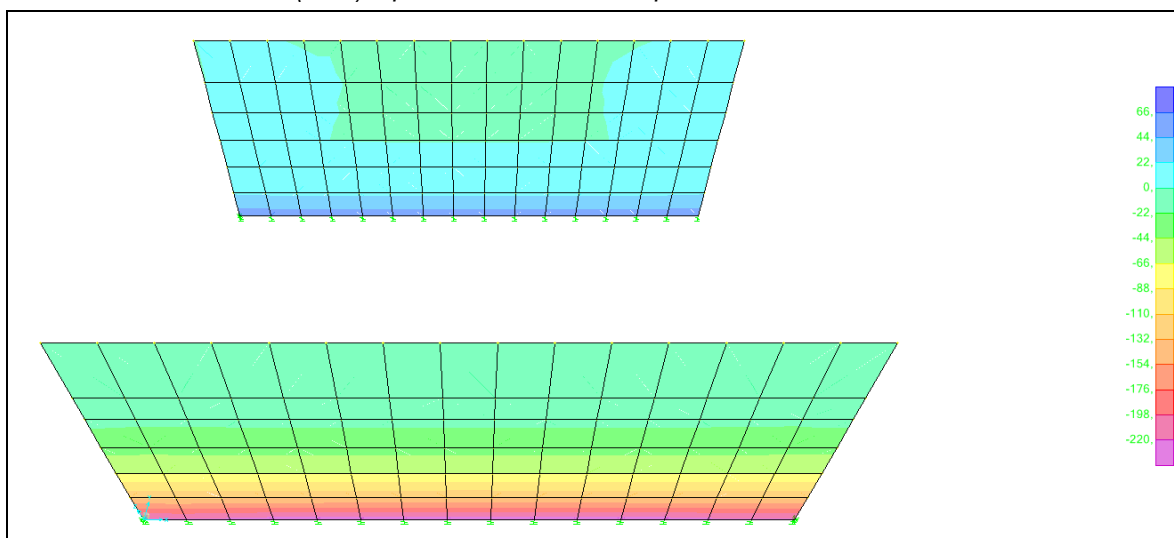
Momento flettente m_{22} INSLU min (kNm), spalla sinistra interno, spalla destra esterno



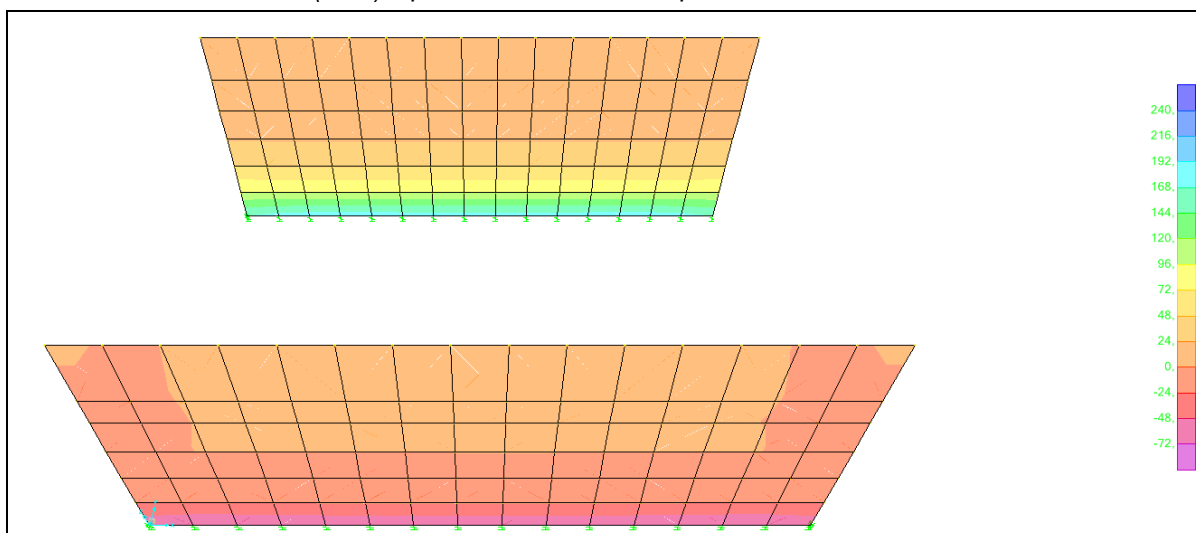
Momento flettente m_{22} INSLU max (kNm), spalla sinistra esterno, spalla destra interno



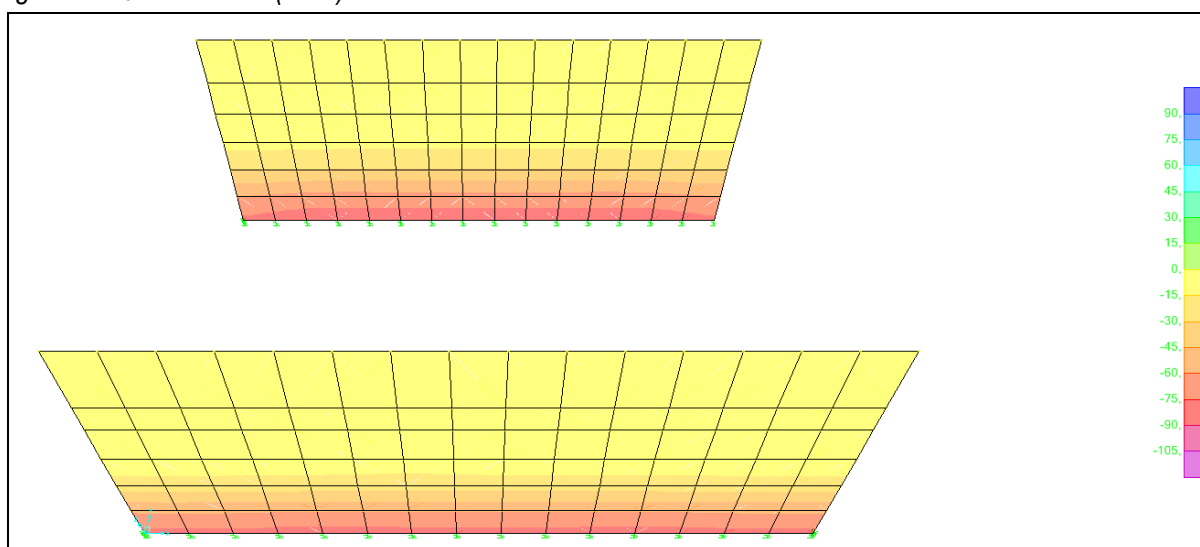
Momento flettente m_{22} INSLV min (kNm), spalla sinistra interno, spalla destra esterno



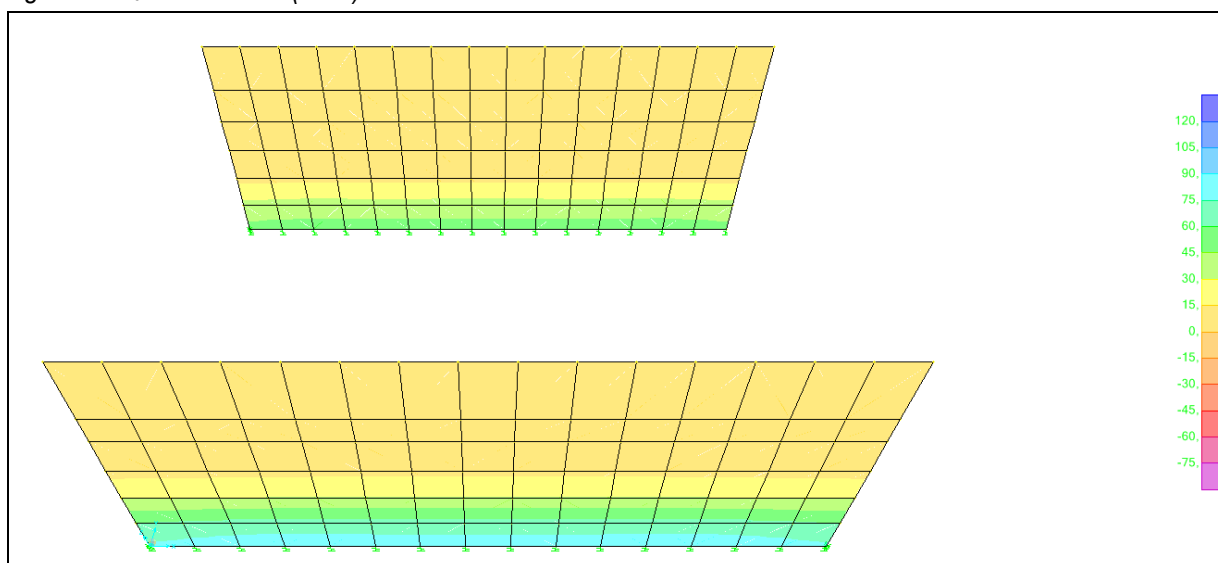
Momento flettente m_{22} INSLV max (kNm), spalla sinistra esterno, spalla destra interno



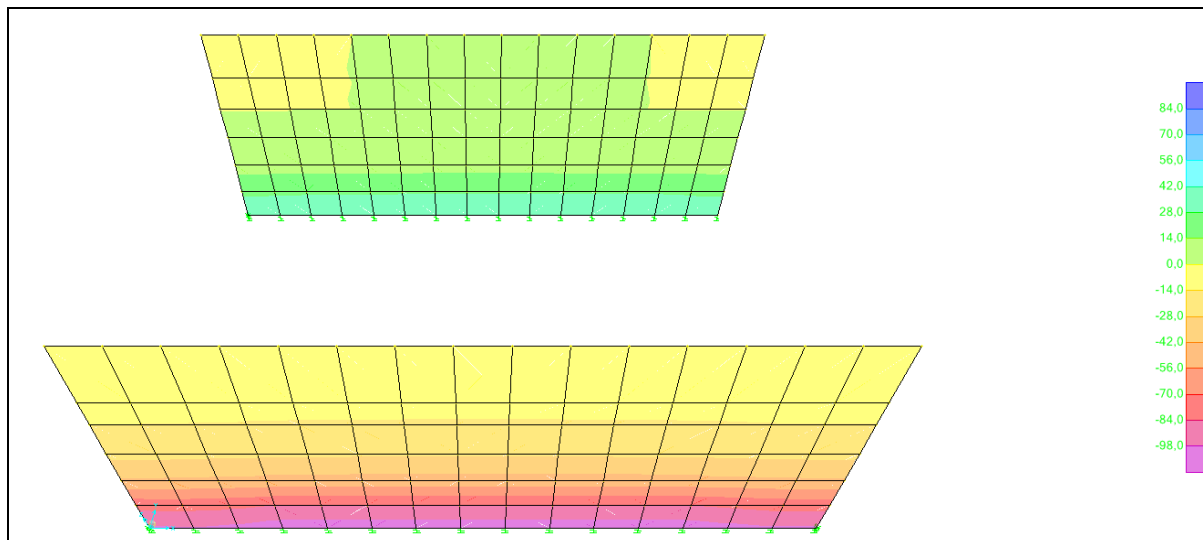
Sforzo tagliante v_{23} INSLU min (kNm)



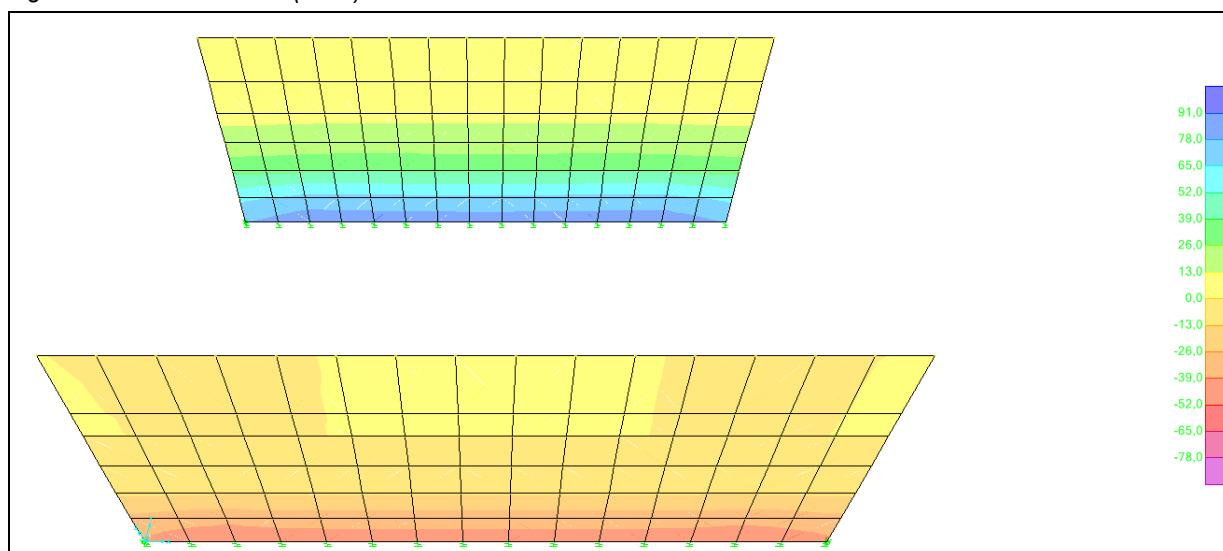
Sforzo tagliante v_{23} INSLU max (kNm)



Sforzo tagliante v_{23} INSLV min (kNm)



Sforzo tagliante v_{23} INSLV max (kNm)



Spalla sinistra

Caratteristiche sollecitazione involucri massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

kNm	INSLU _{max}	INSLU _{min}	INSLV _{max}	INSLV _{min}	INR _{max}	INR _{min}	INFR _{max}	INFR _{min}	INQP _{max}	INQP _{min}
M _{22inc}	75	-155	180	60	55	-115	55	-50	50	-5
M _{22a1m}	20	-70	95	15	20	-50	20	-20	20	-5
M _{22a2m}	10	-20	55	10	10	-20	10	-5	10	-5
V _{23inc}	55	-85	90	40	40	-65	40	-35	40	-5
M ₁₁	15	-35	40	15	15	-25	15	-10	15	0
V ₁₃	10	-20	15	-15	15	-15	15	-15	10	-15

M_{22inc} momento flettente 22 all'incastro spalla-platea, in direzione trasversale

M_{22a1m} momento flettente 22 a 1m dall'incastro spalla-platea, in direzione trasversale

M_{22a2m} momento flettente 22 a 2m dall'incastro spalla-platea, in direzione trasversale

V_{23inc} sforzo di taglio 23 all'incastro spalla-platea, in direzione trasversale

M₁₁ momento flettente 11, in direzione longitudinale

V₁₃ sforzo di taglio 13 in direzione longitudinale

INSLU_{max} involucro stato limite ultimo massimo

INSLU_{min} involucro SLU minimo

INSLV_{max} involucro stato limite salvaguardia massimo

INSLV_{min} involucro SLV minimo

INR_{max} inviluppo stato limite esercizio rara massimo

INR_{min} inviluppo SLE rara minimo

INFR_{max} inviluppo stato limite esercizio frequente massimo

INFR_{min} inviluppo SLE frequente minimo

INQP_{max} inviluppo stato limite esercizio quasi perm. massimo

INQP_{min} inviluppo SLE quasi perm. minimo

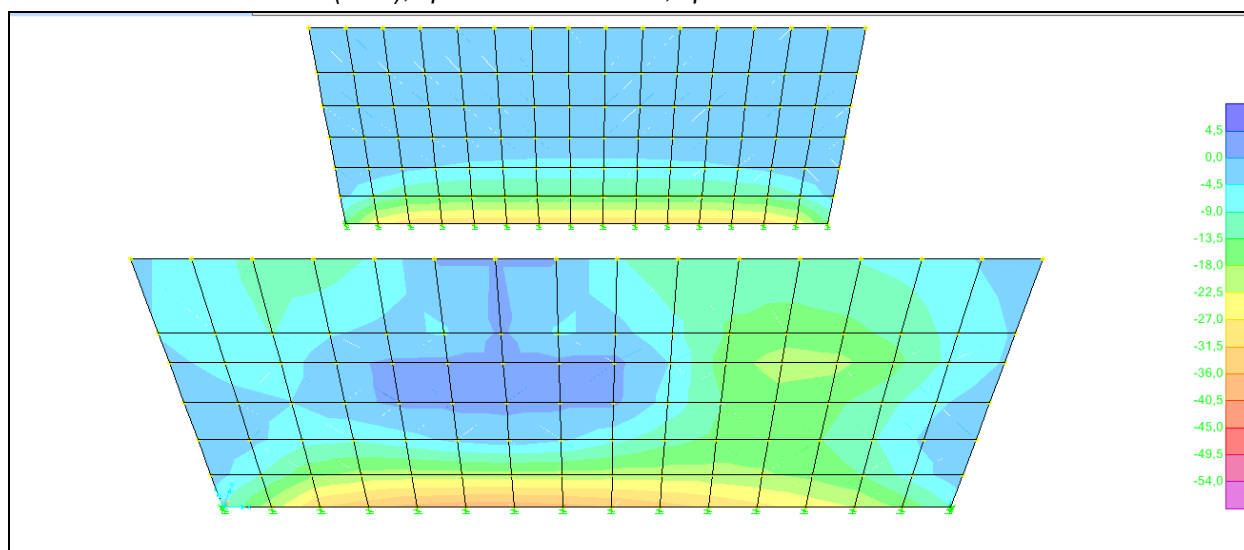
Spalla destra

Caratteristiche sollecitazione inviluppi massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

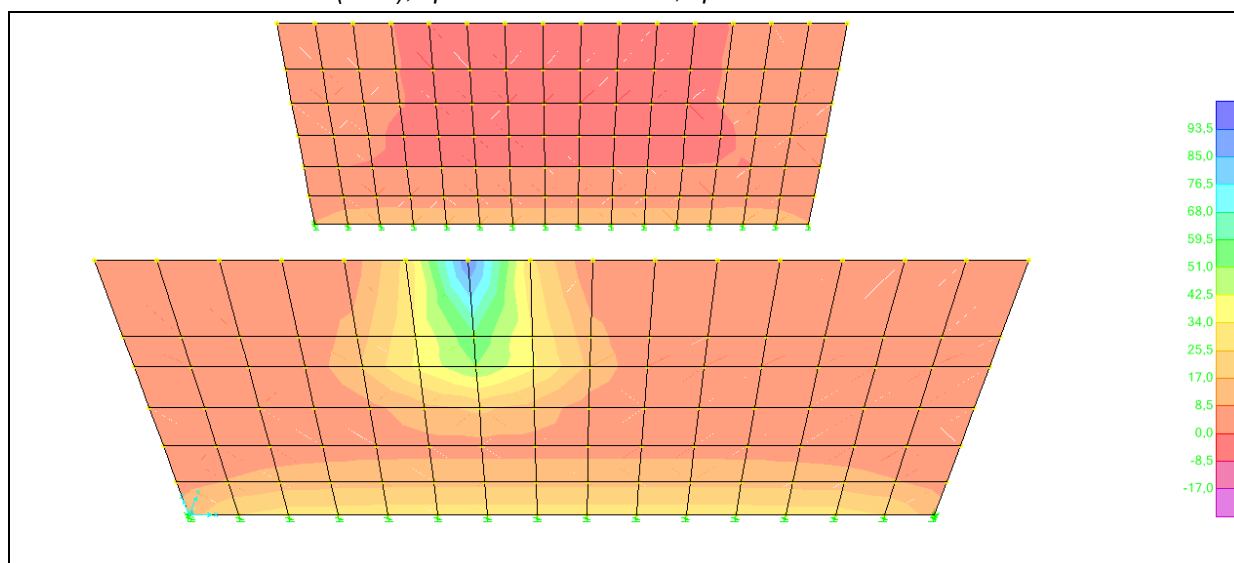
kNm	INSLU _{max}	INSLU _{min}	INSLV _{max}	INSLV _{min}	INR _{max}	INR _{min}	INFR _{max}	INFR _{min}	INQP _{max}	INQP _{min}
M _{22inc}	155	-125	-70	-230	115	-90	50	-85	5	-70
M _{22a1m}	70	-40	-20	-140	50	-30	20	-30	2	-25
M _{22a2m}	25	-10	-5	-70	20	-10	5	-5	1	-5
V _{23inc}	90	-80	-50	-110	65	-60	35	-55	5	-45
M ₁₁	30	-25	-25	-45	25	-20	10	-20	0	-15
V ₁₃	20	-20	20	-20	15	-15	15	-15	15	-15

2° modello

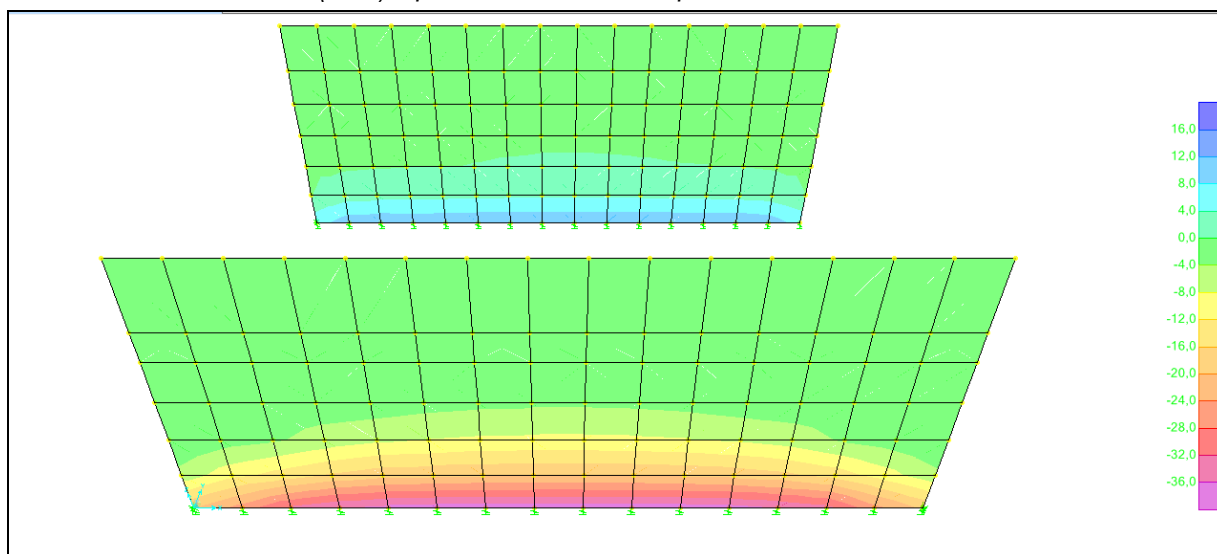
Momento flettente m_{22} INSLU min (kNm), spalla sinistra interno, spalla destra esterno



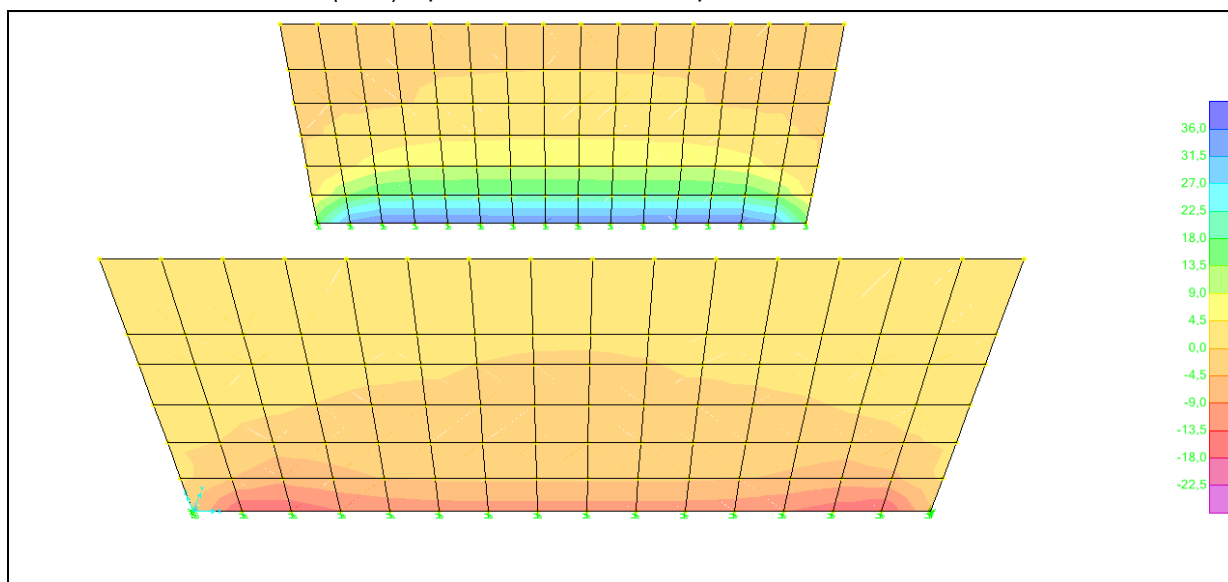
Momento flettente m_{22} INSLU max (kNm), spalla sinistra esterno, spalla destra interno



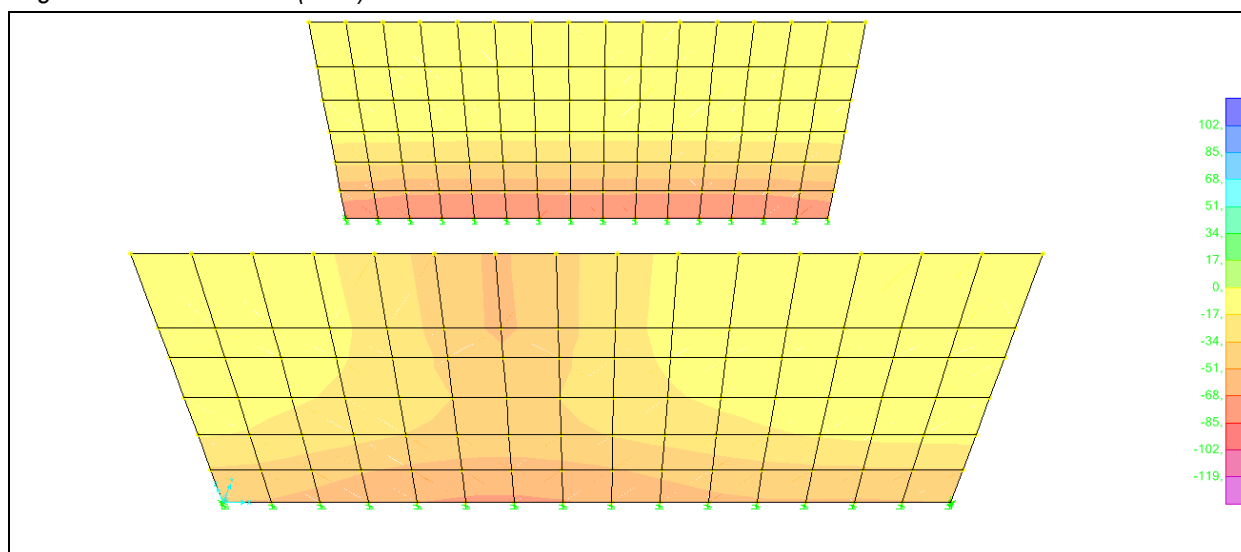
Momento flettente m_{22} INSLV min (kNm), spalla sinistra interno, spalla destra esterno



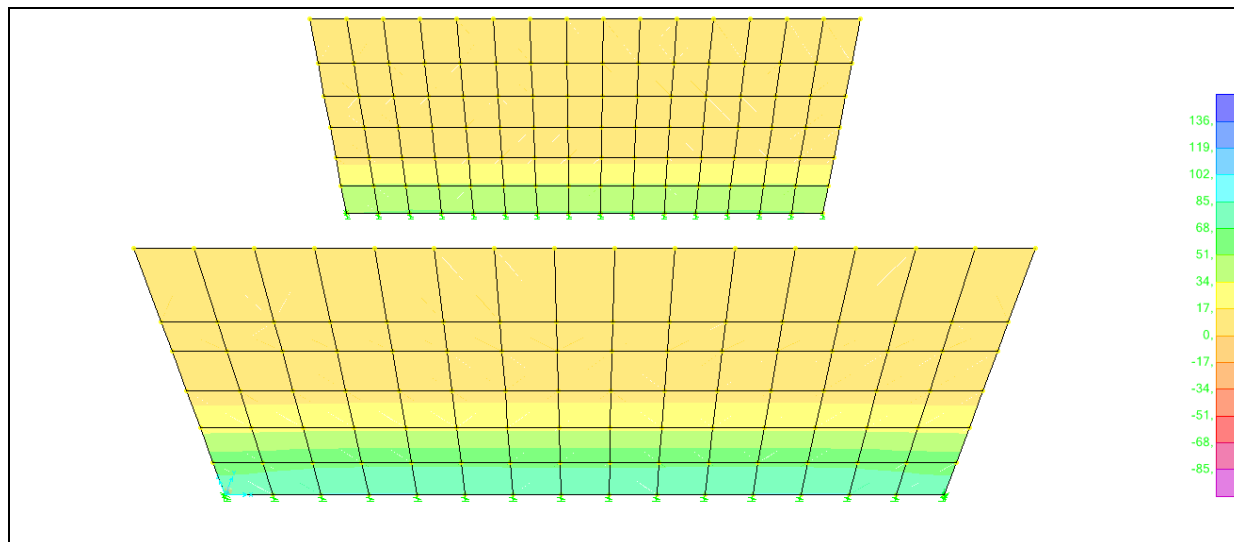
Momento flettente m_{22} INSLV max (kNm), spalla sinistra esterno, spalla destra interno



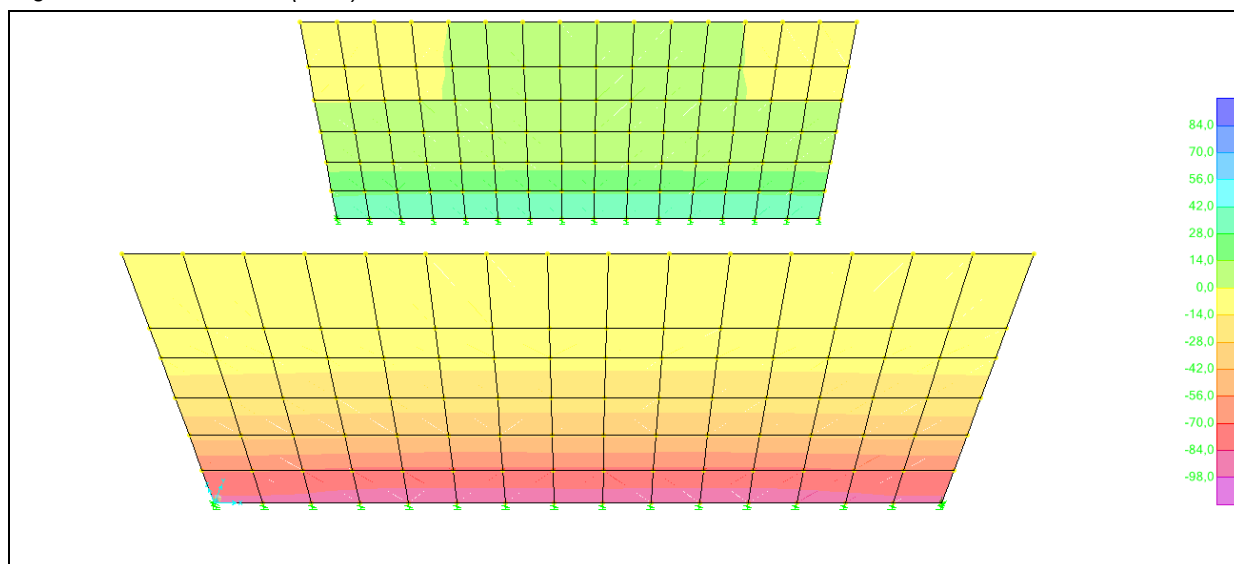
Sforzo tagliante v_{23} INSLU min (kNm)



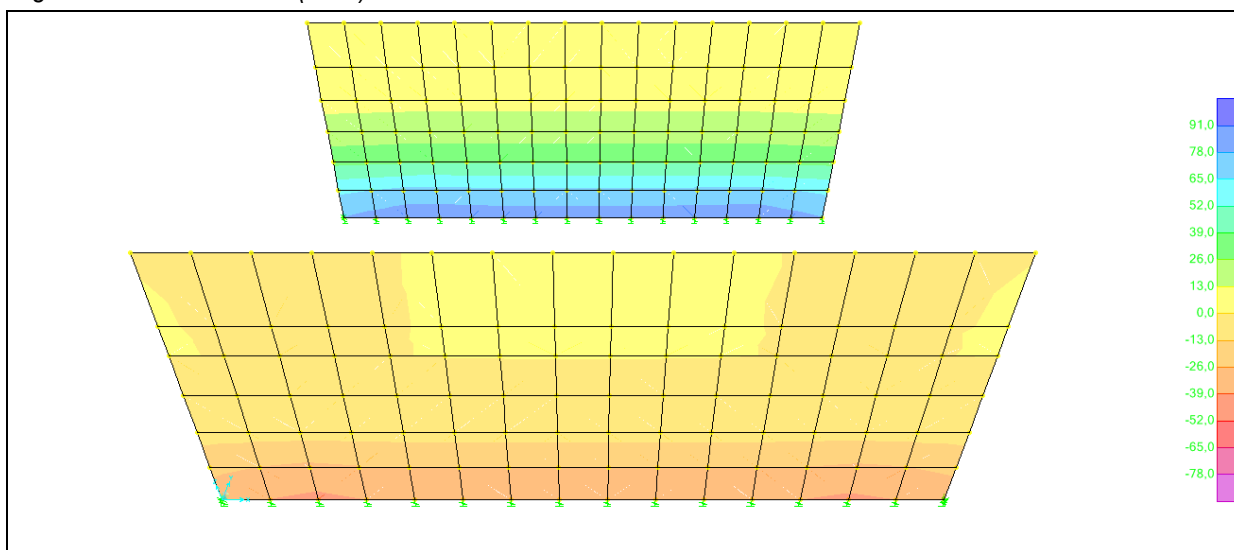
Sforzo tagliante v_{23} INSLU max (kNm)



Sforzo tagliante v_{23} INSLV min (kNm)



Sforzo tagliante v_{23} INSLV max (kNm)



Spalla sinistra

Caratteristiche sollecitazione involuppi massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

kNm	INSLU _{max}	INSLU _{min}	INSLV _{max}	INSLV _{min}	INR _{max}	INR _{min}	INFR _{max}	INFR _{min}	INQP _{max}	INQP _{min}
M _{22inc}	75	-155	180	60	55	-115	55	-50	50	-5
M _{22a1m}	20	-70	95	15	20	-50	20	-15	20	-2
M _{22a2m}	10	-25	55	10	10	-20	10	-2	10	-1
V _{23inc}	55	-85	90	40	40	-65	40	-35	40	-5
M ₁₁	15	-30	40	30	15	-25	15	-10	15	-1
V ₁₃	10	10	15	-25	15	-15	15	-15	10	-10

M_{22inc} momento flettente 22 all'incastro spalla-platea, in direzione trasversale

M_{22a1m} momento flettente 22 a 1m dall'incastro spalla-platea, in direzione trasversale

M_{22a2m} momento flettente 22 a 2m dall'incastro spalla-platea, in direzione trasversale

V_{23inc} sforzo di taglio 23 all'incastro spalla-platea, in direzione trasversale

M₁₁ momento flettente 11, in direzione longitudinale

V₁₃ sforzo di taglio 13 in direzione longitudinale

INSLU_{max} involuppo stato limite ultimo massimo

INSLU_{min} involuppo SLU minimo

INSLV_{max} involuppo stato limite salvaguardia massimo

INSLV_{min} involuppo SLV minimo

INR_{max} involuppo stato limite esercizio rara massimo

INR_{min} involuppo SLE rara minimo

INFR_{max} involuppo stato limite esercizio frequente massimo

INFR_{min} involuppo SLE frequente minimo

INQP_{max} involuppo stato limite esercizio quasi perm. massimo

INQP_{min} involuppo SLE quasi perm. minimo

Spalla destra

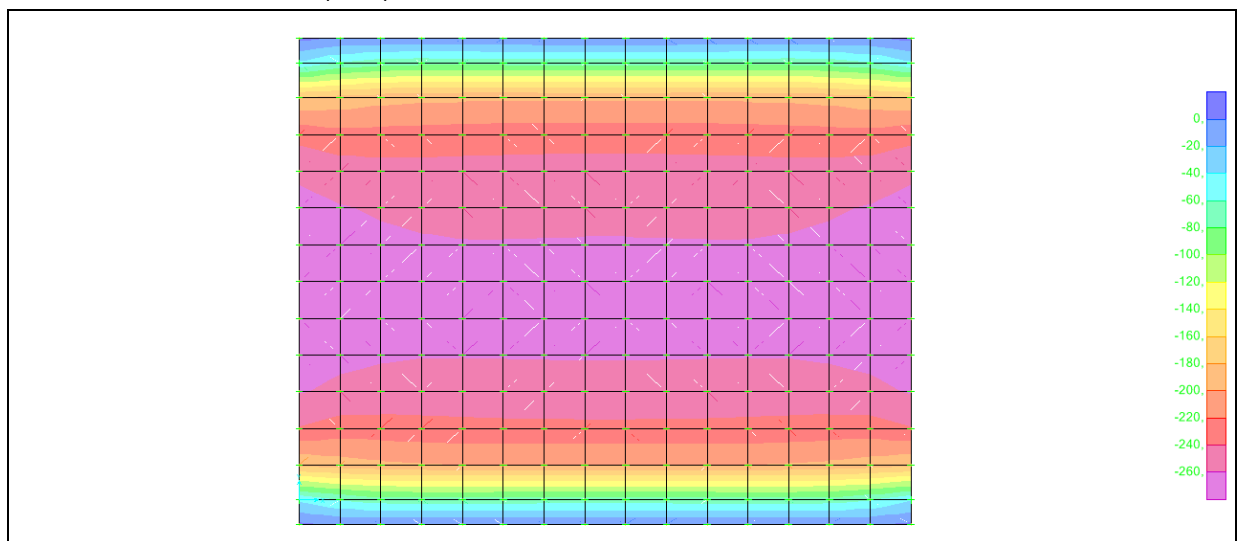
Caratteristiche sollecitazione involuppi massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

kNm	INSLU _{max}	INSLU _{min}	INSLV _{max}	INSLV _{min}	INR _{max}	INR _{min}	INFR _{max}	INFR _{min}	INQP _{max}	INQP _{min}
M _{22inc}	155	-200	-70	-200	115	-55	50	-55	5	-50
M _{22a1m}	70	-130	-20	-120	50	-20	15	-20	2	-20
M _{22a2m}	25	-100	-5	-50	20	-10	2	-10	2	-10
V _{23inc}	85	-75	-50	-95	65	-40	35	-40	5	-40
M ₁₁	75	-40	-20	-70	25	-15	10	-30	1	-15
V ₁₃	40	-40	30	-30	15	-15	10	-10	10	-10

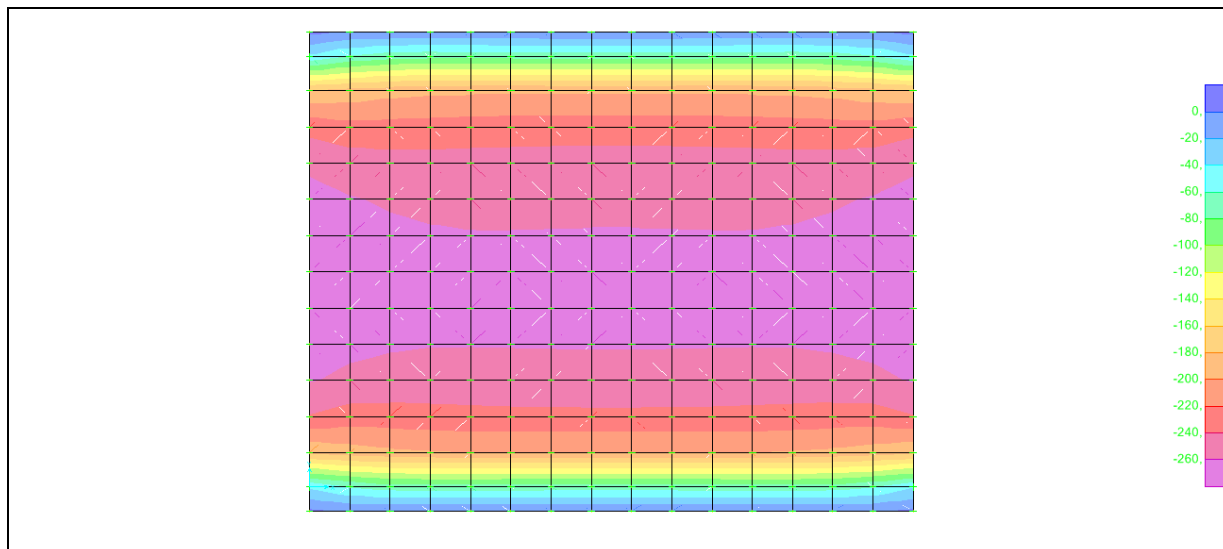
PLATEA

1° modello

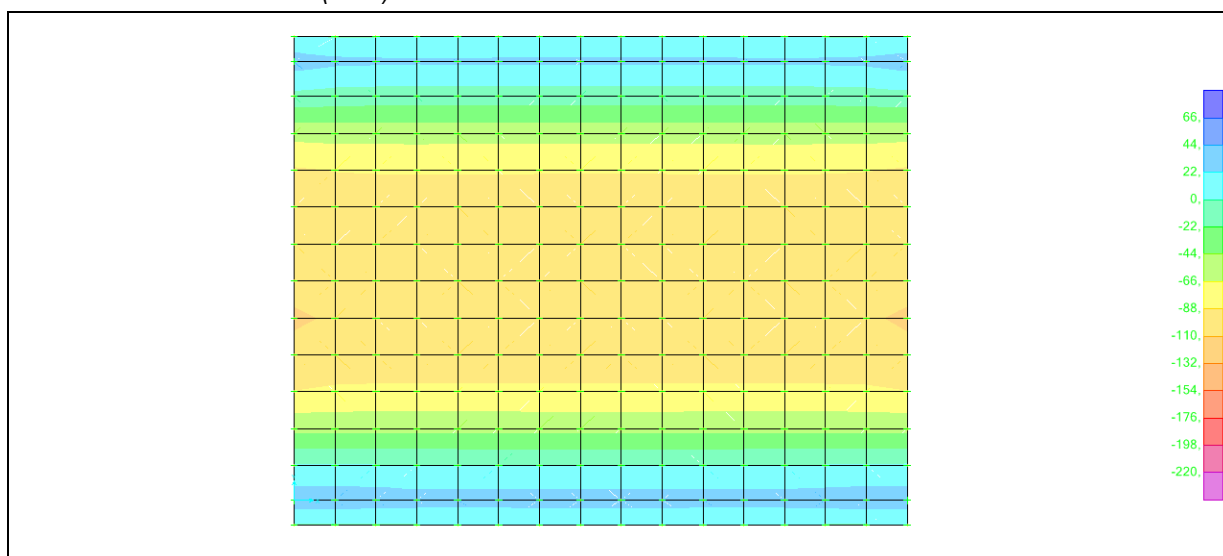
Momento flettente m₂₂ INSLU min (kNm)



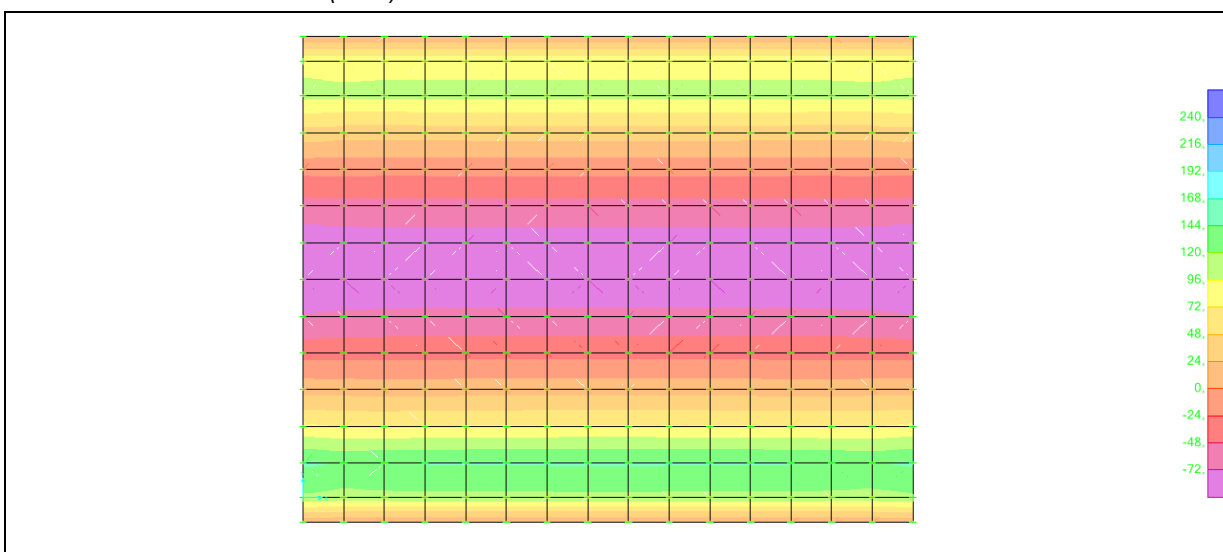
Momento flettente m_{22} INSLU max (kNm)



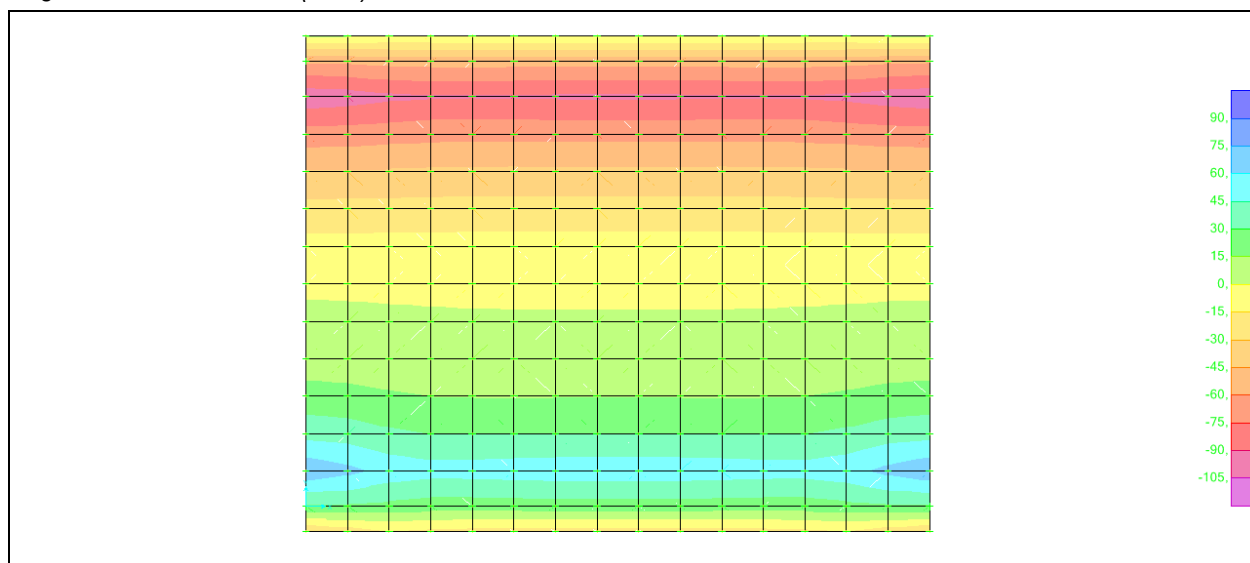
Momento flettente m_{22} INSLV min (kNm)



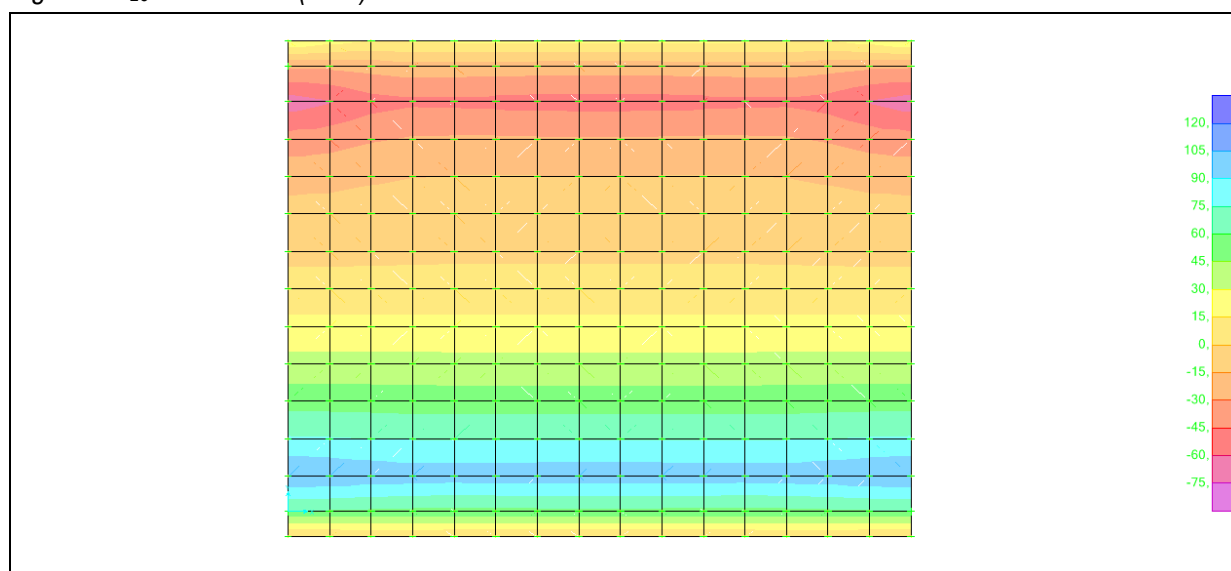
Momento flettente m_{22} INSLV max (kNm)



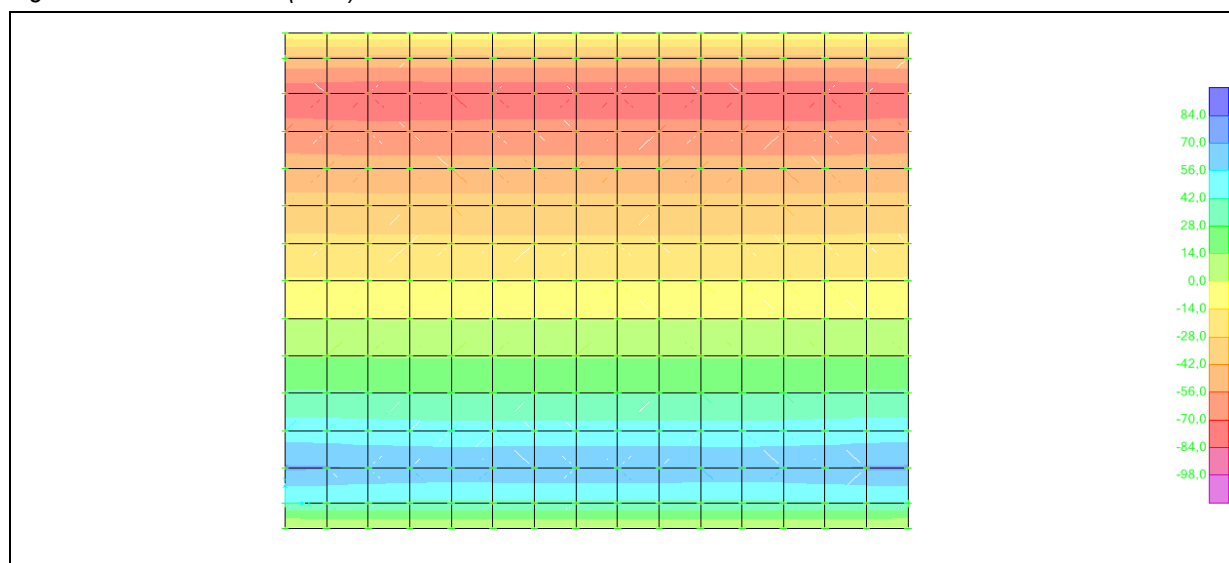
Sforzo tagliante v_{23} INSLU min (kNm)



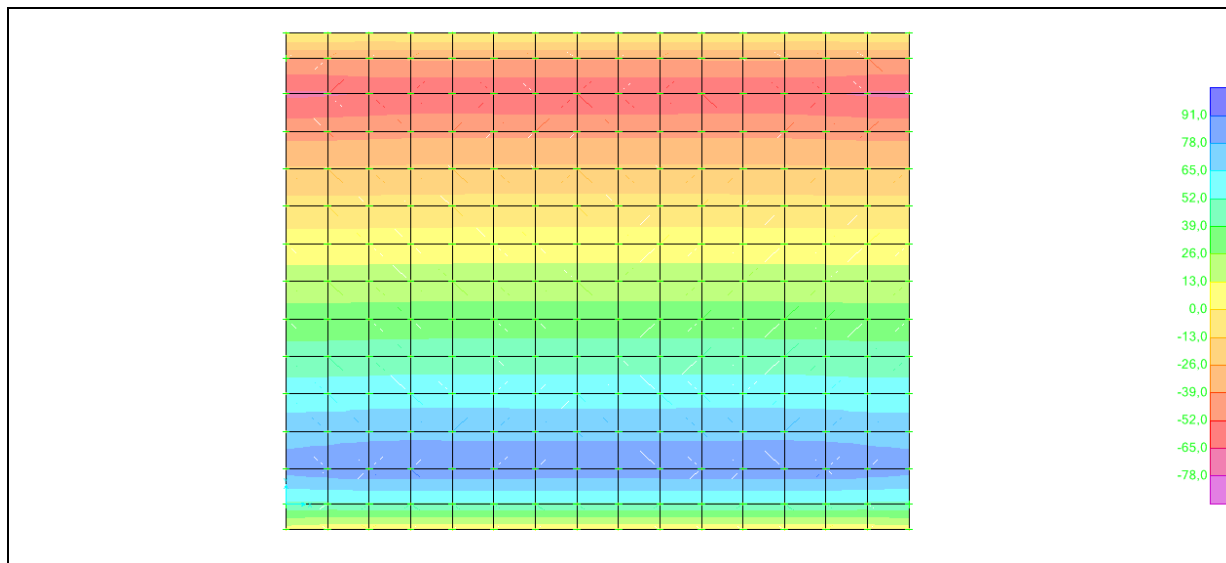
Sforzo tagliante v_{23} INSLU max (kNm)



Sforzo tagliante v_{23} INSLV min (kNm)



Sforzo tagliante v_{23} INSLV max (kNm)



Caratteristiche sollecitazione involuppi massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

kNm	INSLU _{max}	INSLU _{min}	INSLV _{max}	INSLV _{min}	INR _{max}	INR _{min}	INFR _{max}	INFR _{min}	INQP _{max}	INQP _{min}
M_{22mez}	-135	-270	-90	-100	-135	-200	-135	-175	-135	-170
M_{22inssin}	40	-80	90	25	35	-60	35	-25	35	-10
M_{22a1,7inss}	-70	-240	40	-60	-70	-180	-70	-135	-70	-110
M_{22insdin}	70	-70	120	30	50	-55	45	-25	45	-10
M_{22a1,7insd}	-40	-230	80	-50	-40	-170	-40	-125	-40	-105
M_{11mez}	-25	-50	-20	-20	-25	-40	-25	-35	-25	-35
M_{11inss}	30	-20	20	20	20	-25	20	-15	20	-5
V_{23inss}	-70	-110	-70	-80	-60	-75	-60	-75	-60	-80
V_{23insd}	95	65	90	70	70	75	70	55	70	70
V₁₃	25	-25	10	-25	15	-15	15	-15	10	-10

M_{22mez} momento flettente 22 in mezzeria, in direzione trasversale

M_{22inssin} momento flettente 22 all'incastro spalla sinistra, in direzione trasversale interno (il valore del momento esterno da modello è identico a quello interno)

M_{22a1,7inss} momento flettente 22 a 1,7m dall'incastro spalla sinistra, in direzione trasversale

M_{22insdin} momento flettente 22 all'incastro spalla destra, in direzione trasversale interno

M_{22a1,7inss} momento flettente 22 a 1,7m dall'incastro spalla destra, in direzione trasversale

M_{11mez} momento flettente 11 in mezzeria, in direzione longitudinale

M_{11inss} momento flettente 11 all'incastro spalla sinistra, in direzione longitudinale

V_{23inss} sforzo di taglio 23 all'incastro spalla sinistra, in direzione trasversale

V_{23insd} sforzo di taglio 23 all'incastro spalla destra, in direzione trasversale

V₁₃ sforzo di taglio 13, in direzione longitudinale

INSLU_{max} involuppo stato limite ultimo massimo

INSLU_{min} involuppo SLU minimo

INSLV_{max} involuppo stato limite salvaguardia massimo

INSLV_{min} involuppo SLV minimo

INR_{max} involuppo stato limite esercizio rara massimo

INR_{min} involuppo SLE rara minimo

INFR_{max} involuppo stato limite esercizio frequente massimo

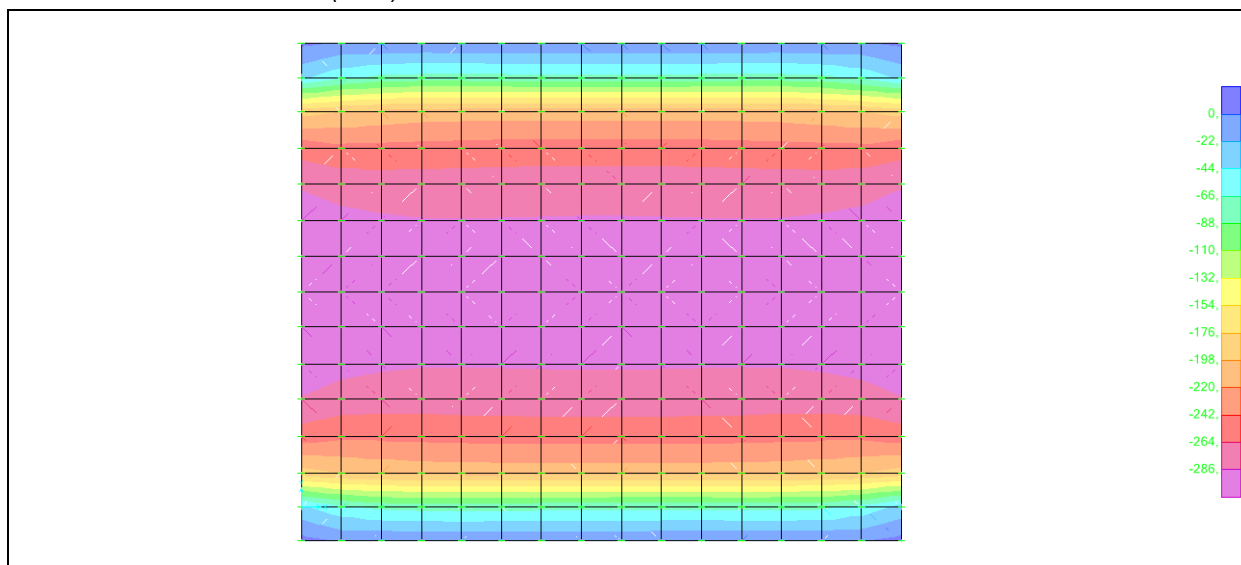
INFR_{min} involuppo SLE frequente minimo

INQP_{max} involuppo stato limite esercizio quasi perm. massimo

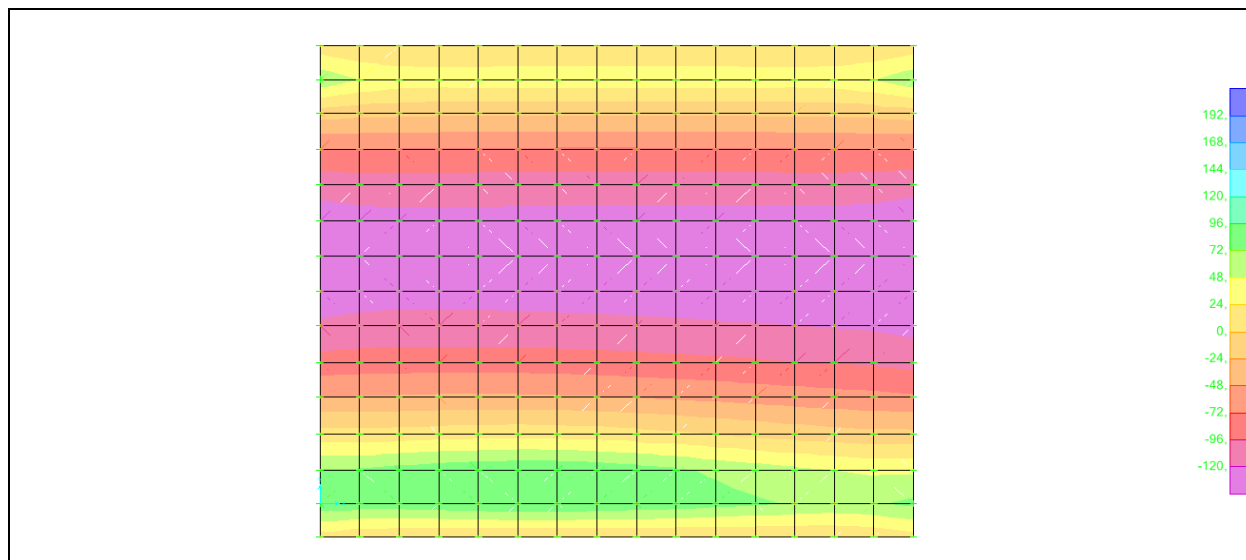
INQP_{min} involuppo SLE quasi perm. minimo

2° modello

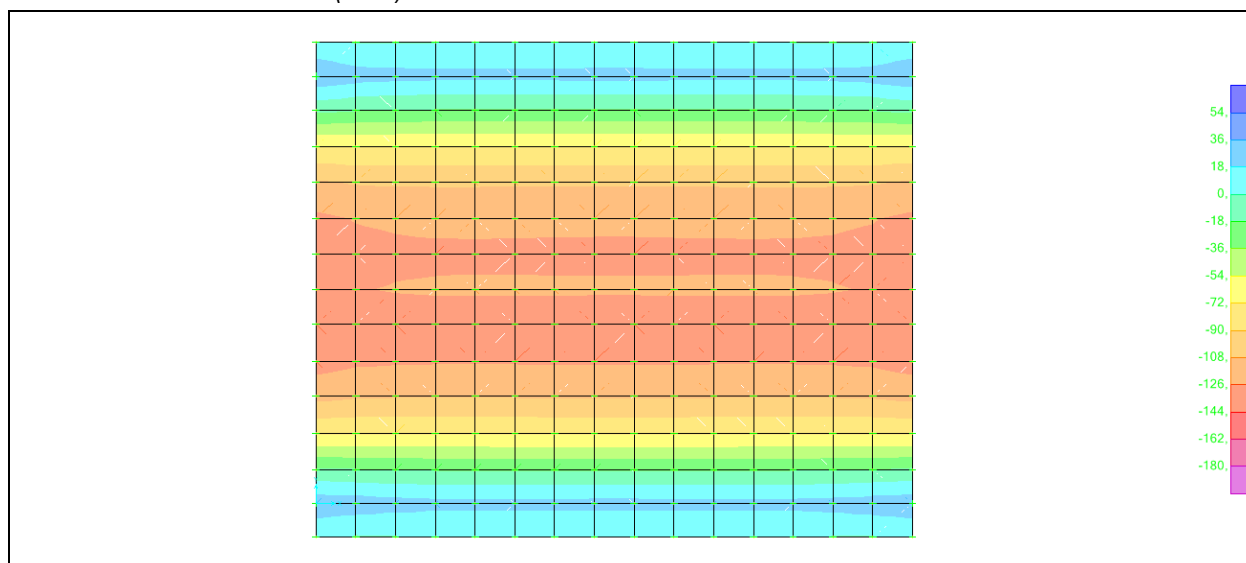
Momento flettente m_{22} INSLU min (kNm)



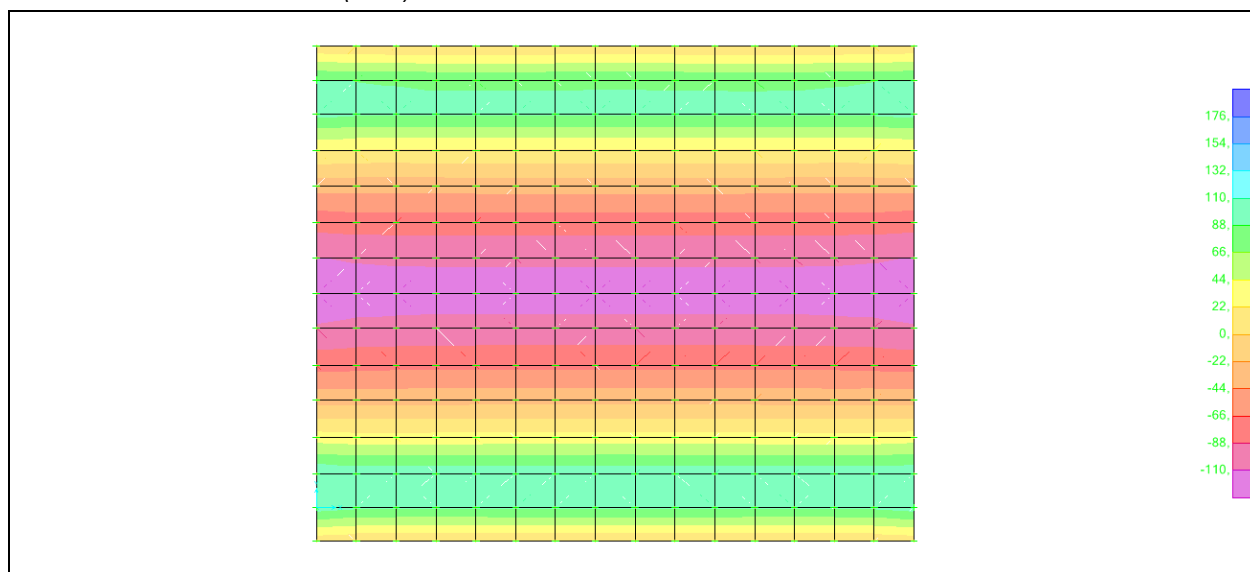
Momento flettente m_{22} INSLU max (kNm)



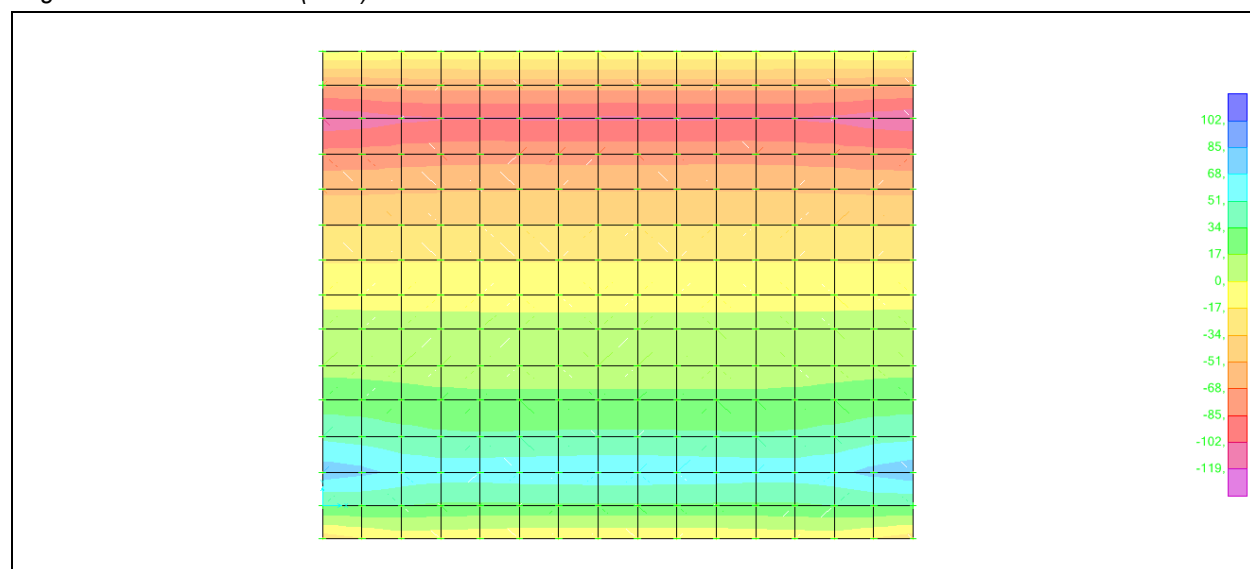
Momento flettente m_{22} INSLV min (kNm)



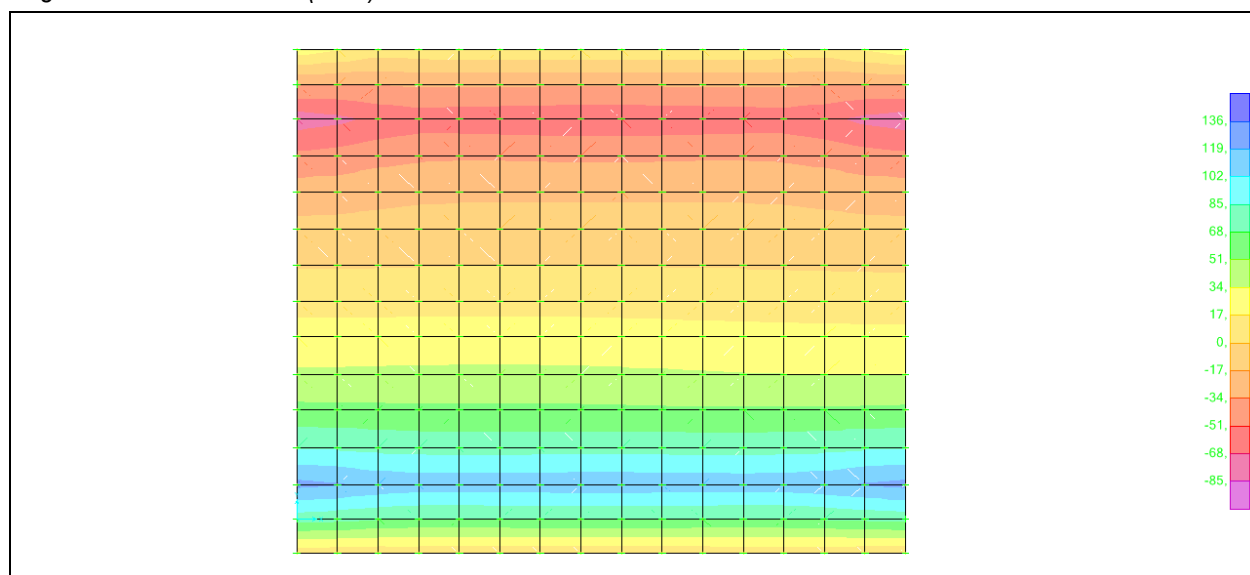
Momento flettente m_{22} INSLV max (kNm)



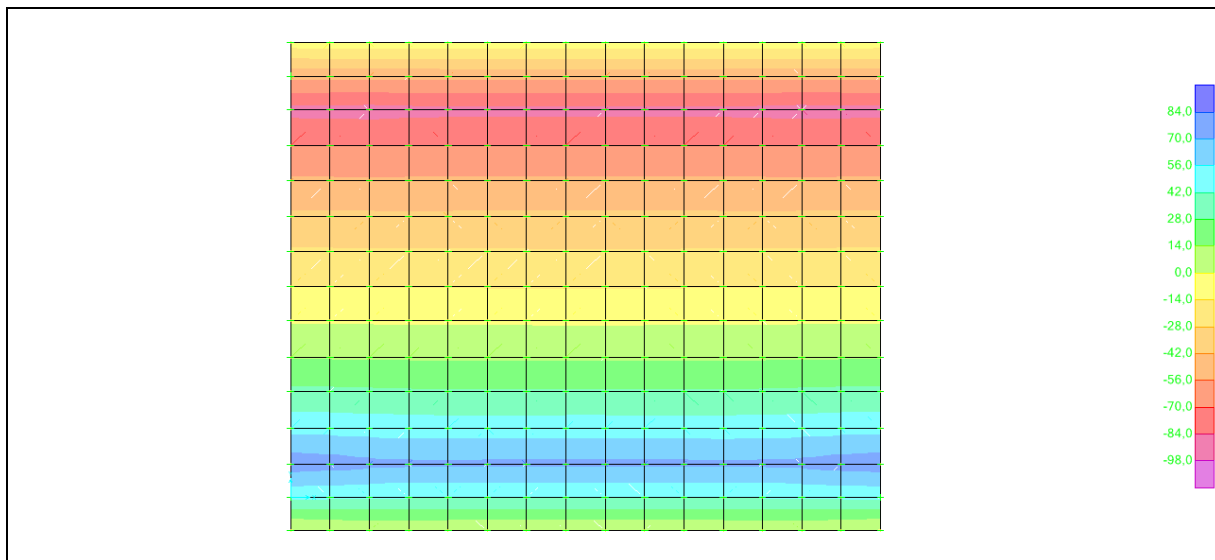
Sforzo tagliante v_{23} INSLU min (kNm)



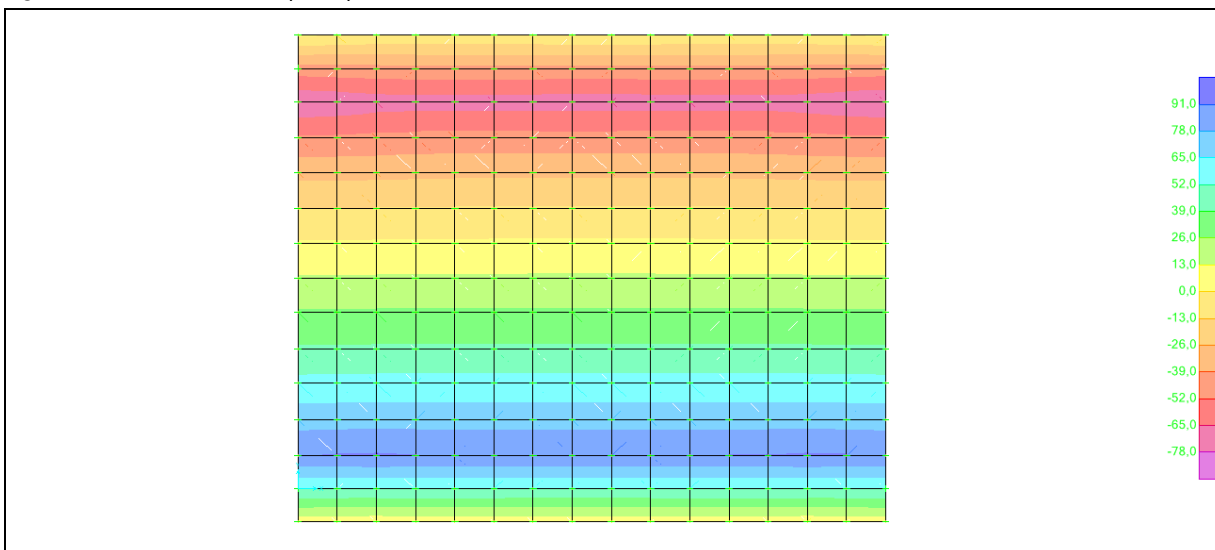
Sforzo tagliante v_{23} INSLU max (kNm)



Sforzo tagliante v_{23} INSLV min (kNm)



Sforzo tagliante v_{23} INSLV max (kNm)



Caratteristiche sollecitazione involuppi massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

kNm	INSLU _{max}	INSLU _{min}	INSLV _{max}	INSLV _{min}	INR _{max}	INR _{min}	INFR _{max}	INFR _{min}	INQP _{max}	INQP _{min}
M_{22mez}	-135	-300	-120	-125	-180	-230	-180	-200	-165	-190
M_{22inssin}	40	-85	90	30	40	-55	40	-30	30	-15
M_{22a1,7inss}	-70	-250	20	-75	-90	-190	-90	-140	-80	-120
M_{22insdin}	95	-85	100	30	40	-55	40	-30	30	-15
M_{22a1,7insd}	20	-250	40	-75	-90	-190	-90	-140	-80	-130
M_{11mez}	-25	-60	-25	-25	-35	-45	-35	-40	-32	-36
M_{11inss}	25	-20	20	15	20	-15	20	-10	20	-10
V_{23inss}	-80	-120	-75	-90	-60	-85	-60	-85	-70	-85
V_{23insd}	125	90	95	80	90	70	90	70	85	70
V₁₃	30	-30	25	-20	20	-20	20	-20	15	-15

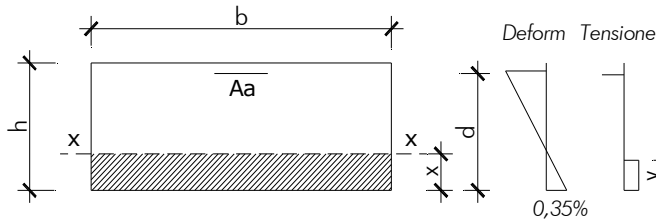
Per le scritte vale quanto visto sopra

5.4 VERIFICHE STRUTTURALI

5.4.1 SPALLE SINISTRA E DESTRA

Momento flettente m_{22} sezione incastro spalla-platea (zona tesa esterna, verticale)

Verifiche stato limite ultimo SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	60,00	Altezza utile d	55,00
Area armatura $\Phi 16/20 + \Phi 16/20$ Aa	20,00		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,069	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	4,16	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	52,92	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	414,16	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	230,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	385,60	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,68

Sforzo tagliante v_{23} senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	55,00
Area armatura $\Phi 16/20$ Aa	10,00	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,60	Effetto ingranamento < 2	1,60
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,002	Effetto spinotto $< 0,02$	0,002
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,09	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	225,12	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	192,64	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	225,12	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	110,00	Sforzo tagliante sollecitante	
$C.S = V_{rd} / V_{sd}$	2,05	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	55,00
Area armatura tesa $\Phi 16/10$ A _a	20,00	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A _a	0,00
Asse neutro x	16,21		
Momento inerzia J _{xx}	717.249		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	90,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	20,34	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	824,22	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	85,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	19,21	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	778,43	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.200$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 20$ distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è $\Phi 16$ la distanza massima barre 10 cm, verifica soddisfatta

Momento flettente m_{22} sezione a 1,50m dall'incastro spalla-platea (zona tesa esterna, verticale)

Verifiche stato limite ultimo SLU

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	60,00	Altezza utile d	55,00
Area armatura $\Phi 16/20$ A_a	10,00		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,035	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,08	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	53,96	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	211,15	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	140,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	198,48	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,42

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	55,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	60,00
Area armatura tesa $\Phi 16/20$ A _a	10,00	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A _a	0,00
Asse neutro x	11,43		
Momento inerzia J _{xx}	334.527		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	50,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	17,09	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	976,77	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	20,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	6,84	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	390,71	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

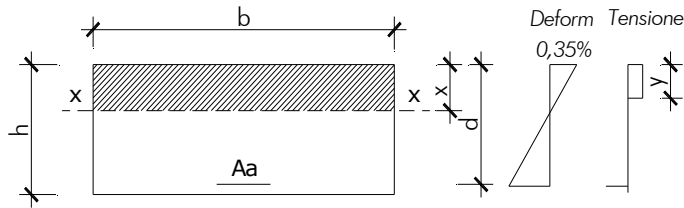
per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 18$ distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è $\Phi 16$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

Momento flettente m_{22} sezione incastro spalla-platea (zona tesa interna, verticale)

Verifiche stato limite ultimo SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	60,00	Altezza utile d	55,00
Area armatura $\Phi 20/20$ A_a	15,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,054	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	3,27	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	53,37	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	327,86	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	155,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	306,04	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,97

Sforzo tagliante v_{23} senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	55,00
Area armatura $\Phi 16/20$ A_a	10,00	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,60	Effetto ingranamento < 2	1,60
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,002	Effetto spinotto $< 0,02$	0,002
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,09	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	225,12	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	192,64	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	225,12	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	90,00	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	2,50	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	55,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	60,00
Area armatura tesa $\Phi 20/20$ A_a	15,70	Area armatura compr. $3\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	13,91		
Momento inerzia J_{xx}	487.329		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	115,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	32,83	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.454,41	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	5,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1,43	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	63,24	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.200 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas. $\Phi 20$ distanza barre 20 cm
 per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm
 il diametro utilizzato è $\Phi 20$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

Momento flettente m_{22} sezione a 1,0m dall'incastro spalla-platea (zona tesa interna, verticale)

Verifiche stato limite ultimo SLU

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	60,00	Altezza utile d	55,00
Area armatura $\Phi 16/20$ A_a	10,00		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,035	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,08	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	53,96	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	211,15	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	70,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	198,48	C.S = M_{yd} / M_{sd}	2,84

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Momento flettente m_{22} sezione a 1,0m dall'incastro spalla-platea (zona tesa interna, verticale)

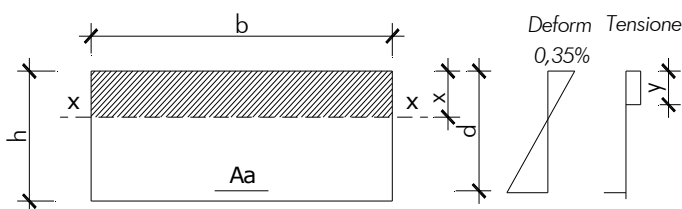
Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	55,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	60,00
Area armatura tesa $\Phi 16/20$ A_a	10,00	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	11,43		
Momento inerzia J_{xx}	334.527		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	50,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	17,09	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	976,77	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	5,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1,71	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	97,68	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3 \text{ mm}$, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2 \text{ mm}$, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas. $\Phi 16$ distanza barre 20 cm
 per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm
 il diametro utilizzato è $\Phi 16$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

Momento flettente m_{11} sezione corrente (zona tesa esterna o interna, orizzontale)

Verifiche stato limite ultimo SLU



"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	35,00	Altezza utile d	30,00
Area armatura $\Phi 14/20$ A_a	7,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,046	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,60	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	29,20	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	87,98	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	75,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	82,24	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,10

Il valore massimo è in corrispondenza della via Nazario sauro per l'urto del veicolo

Sforzo tagliante v_{13} senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	30,00
Area armatura $\Phi 14/20$ A_a	7,70	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,82	Effetto ingranamento < 2	1,82
$\phi_l = A_a (b d)$	0,003	Effetto spinotto $< 0,02$	0,003
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,94	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	148,12	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	133,57	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max (V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	148,12	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	40,00	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	3,70	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Momento flettente m_{11} sezione corrente (zona tesa esterna o interna)

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	30,00
Copri ferro compressione	5,00	Altezza sezione h	35,00
Area armatura tesa $\Phi 14/20$ A _a	7,70	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A _a	0,00
Asse neutro x	7,25		
Momento inerzia J _{xx}	72.481		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	25,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	25,00	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.177,06	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	15,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	15,00	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	706,24	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 16$ distanza barre 20 cm

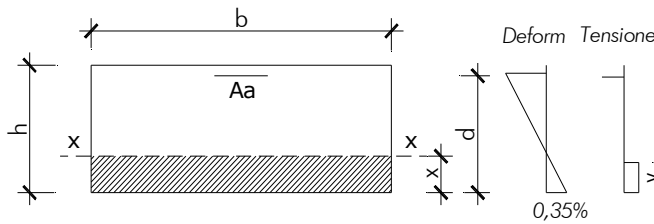
per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è $\Phi 14$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

5.4.2 PLATEA

Momento flettente m_{22} sezione mezzeria (zona tesa superiore)

Verifiche stato limite ultimo SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	70,00	Altezza utile d	65,00
Area armatura $\Phi 16/20$ A_a	20,00	Armatura minima $A_{amin} = 0,0015b d$	9,75
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,059	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	4,16	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	62,92	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	492,42	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	300,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	459,22	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,53

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	65,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	70,00
Area armatura tesa $\Phi 16/10$ A_a	20,00	Area armatura compr. $3\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	16,97		
Momento inerzia J_{xx}	854.965		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	230,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	45,67	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.937,93	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	190,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	37,72	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.600,90	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 16$ distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 2.000$ daN/cm², diametro mas $\Phi 16$ distanza barre 15 cm

il diametro utilizzato è $\Phi 16$ la distanza massima barre 10 cm, verifica soddisfatta

Momento flettente m_{22} sezione incastro platea-spalla (zona tesa superiore)

Per questa sezione vale quanto già visto per la sezione di mezzeria della platea la geometria e l'armatura sono le stesse le caratteristiche della sollecitazioni inferiori la verifica è soddisfatta. Infatti:

$m_{22inssLU} = -85$ kNm \leq $m_{22mezLU} = -300$ kNm mom. flettente platea SLU

$m_{22inssLER} = -60$ kNm \leq $m_{22mezLER} = -230$ kNm mom. flettente platea SLE

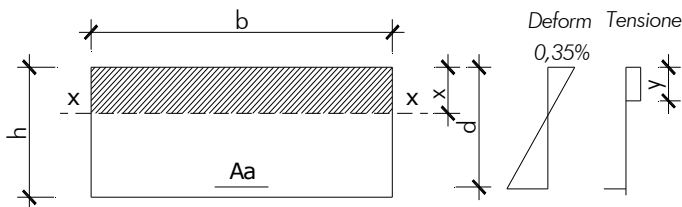
Verifiche stato limite ultimo SLU

Sforzo tagliante v_{23} senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	65,00
Area armatura 5 Φ 16 A_a	10,00	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,55	Effetto ingranamento < 2	1,55
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,002	Effetto spinotto $< 0,02$	0,002
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	3,91	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	254,11	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	208,84	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	254,11	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	125,00	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	2,03	Coefficiente sicurezza	

Momento flettente m_{22} sezione incastro platea-spalla (zona tesa inferiore, interno)

Verifiche stato limite ultimo SLU



Per questa sezione vale quanto già visto per la sezione di mezzeria (zona tesa superiore) le caratteristiche della sollecitazioni sono inferiori (cambiate di segno) mentre l'armatura e la geometria sono le stesse la verifica è soddisfatta.

In maniera cautelativa si considerano le sollecitazioni che derivano dalla spalla

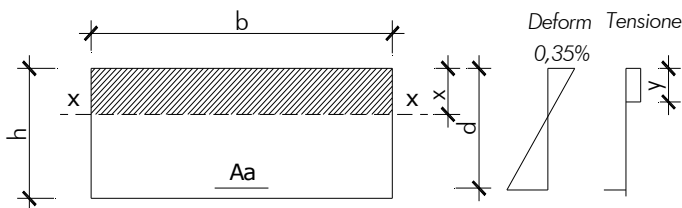
Infatti:

$$m_{22insdinSLU} = 200 \text{ kNm} \text{ mom. flettente platea SLU} \geq m_{22mezSLU} = -300 \text{ kNm} \text{ mom. flettente platea SLU}$$

$$m_{22insdinSLER} = 90 \text{ kNm} \text{ mom. flettente platea SLE} \leq m_{22mezSLER} = -230 \text{ kNm} \text{ mom. flettente platea SLE}$$

Momento flettente m_{22} sezione a 1,70m incastro platea-spalla (zona tesa inferiore)

Verifiche stato limite ultimo SLU



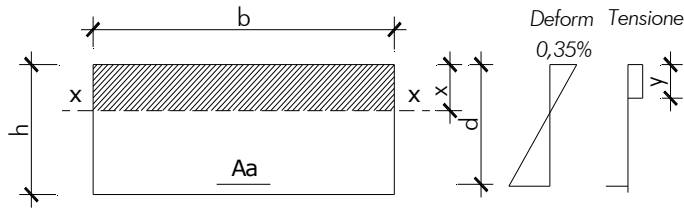
Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	70,00	Altezza utile d	65,00
Area armatura Φ 16/20 A_a	10,00	Armatura minima $A_{amin} = 0,0015 b d$	9,75
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,030	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,08	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	63,96	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	250,28	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	80,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	235,95	C.S = M_{yd} / M_{sd}	2,95

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Si trascurava questa verifica perché l'armatura in condizioni di esercizio è sempre compressa

Momento flettente m_{11} sezione corrente (zona tesa superiore o inferiore)

Verifiche stato limite ultimo SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	70,00	Altezza utile d	65,00
Area armatura $\Phi 14/20$ A_a	7,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,023	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,60	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	64,20	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	193,44	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	60,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	183,23	C.S = M_{yd} / M_{sd}	3,05

Sforzo tagliante v_{13} senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	65,00
Area armatura $\Phi 14/20$ A_a	7,70	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,55	Effetto ingranamento < 2	
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,001	Effetto spinotto $< 0,02$	
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	3,91	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	254,11	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	191,42	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	254,11	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	30,00	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	8,47	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Momento flettente m_{11} sezione corrente (zona tesa superiore o inferiore)

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	65,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	70,00
Area armatura tesa $\Phi 14/20$ A _a	7,70	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A _a	0,00
Asse neutro x	11,15		
Momento inerzia J _{xx}	381.136		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	45,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	13,17	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	953,64	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	40,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	11,70	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	847,68	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. Φ 16 distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas Φ 25 distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è Φ 14 la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

5.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

5.5.1 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (SLU)

Si riporta la verifica in condizione statica con il massimo livello liquido nel Rio Maggiore (più gravosa della sismica)

Carichi permanenti (g)

Platea	11,90x0,70x25,00 kN/m ³	= 208,25 kN/m
Parete sponda sinistra	(4,65x0,60+1,55x0,35) 25,00 kN/m ³	= 83,30 kN/m
Terreno sopra fond. sp. sinistra	(3,00x0,30) 20,00 kN/m ³	= 18,00 kN/m
Soletta camminamento sp. sinistra	(0,20x0,75) 25,00 kN/m ³	= 3,75 kN/m
Parete sponda destra	(6,00x0,60) 25,00 kN/m ³	= 90,00 kN/m
Terreno sopra fond.sp. destra	(3,20x0,30) 20,00 kN/m ³	= 19,20 kN/m
Rivestimento pareti	2x6,00x0,03 x24,00 kN/m ²	= 8,64 kN/m
Massetto interno platea	10,00x0,22x18,00 kN/m ³	= 39,60 kN/m
Totale		= 470,74 kN/m

Carico acqua nel Rio Maggiore

Livello acqua h. 4,20m (eccezionale)	10,00x4,20x10,00 kN/m ³	= 420,00 kN/m
Livello acqua h. 1,00m (ordinaria)	10,00x1,00x10,00 kN/m ³	= 100,00 kN/m

Combinazioni di carico

1)	1,35 g + 1,35 sac2	(statica)
2)	1,00 g + 1,00 sac4	(sismica)
N _{st} = 1,35 (470,74+420,00)	= 1.202,50 kN/m	carico verticale statico
N _{sis} = 1,00 (470,74+100,00)	= 570,74 kN/m	carico verticale sismico
$\sigma_{tst} = 1.202,50 / (1.190 \times 100)$	= 1,01 daN/cm ²	tensione terreno statica
$\sigma_{tst} = 570,74 / (1.190 \times 100)$	= 0,48 daN/cm ²	tensione terreno sismica

Si riporta la verifica in condizioni drenate considerando una lunghezza del manufatto di 30m ed assumendo per i parametri del terreno quelli del secondo strato, di seguito riportati, invece dei parametri del terzo strato meno gravosi:

$\Phi_k = 22^\circ$ ang. attrito caratt. $c_k' = 0,19$ daN/cm² coes. efficace $\gamma_t = 20,00$ kN/m³ peso spec. terreno

Caratteristiche del terreno del terzo strato:

$\Phi_k = 30^\circ$ ang. attrito caratt. $c_k' = 0,00$ daN/cm² coes. efficace $\gamma_t = 19,00$ kN/m³ peso spec. terreno

Si fa riferimento alla formula dell'Eurocodice 7

$$q_k = \gamma'_t D N_q s_q d_q i_q b_q g_q h_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c h_c + 1/2 \gamma'_t B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma h_\gamma$$

$$\gamma_r = 2,30 \quad q_d = q_k / \gamma_r \quad \text{tensione terreno di progetto}$$

$$Q_d = B' L' q_d \quad \text{carico massimo terreno di progetto}$$

La verifica risulta soddisfatta se $Q_d \geq V_d$

γ'_t peso specifico terreno immerso

Fattori capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \tan^2(45^\circ + \Phi/2) \quad N_c = (N_q - 1) / \tan \Phi \quad N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \Phi$$

Fattori correttivi eccentricità del carico

$$B' = B - 2 e \quad \text{larghezza} \quad L' \quad \text{lunghezza muro}$$

Fattore di forma

$$s_q = 1 + B'/L \sin\phi \quad s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \quad s_y = 1 - 0,30 B'/L$$

Fattore di profondità

$$\begin{aligned} \text{se } D \leq B \quad d_q &= 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 D/B & \text{altrimenti } D > B \quad d_q &= 1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 \arctan(D/B) \\ \text{se } D \leq B \quad d_c &= 1 + 0,4 D/B & \text{altrimenti } D > B \quad d_c &= 1 + 0,4 \arctan(D/B) \\ d_y &= 1 \end{aligned}$$

Fattore inclinazione del carico

$$\begin{aligned} m_L &= (2 + L/B') / (1 + L/B') & m_B &= (2 + B'/L) / (1 + B'/L) & m &= m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n \\ \theta_n & \text{ ang. fra la direzione del carico proiettata piano fondazione e la lunghezza } L \\ i_q &= (1 - H / (N + B' L' c' / \tan\phi))^m & i_c &= i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan\phi) & i_y &= (1 - H / (N + B' L' c' / \tan\phi))^{m+1} \end{aligned}$$

Fattore inclinazione della fondazione

$$b_q = (1 - \varepsilon \tan\phi)^2 \quad b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi) \quad b_y = b_q$$

Fattore inclinazione del terreno

$$g_q = (1 - \tan\omega)^2 \quad g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi) \quad g_y = g_q$$

Caratteristiche geometriche fondazione [cm]					
Larghezza	B	1.190,0	Lunghezza	L	3.000,0
Caratteristiche sollecitazione [daNcm]					
Carico vert.	N _z	3.610.000	Car. per. p. posa	N _{per}	3.610.000
Carico orizz.(par B)	H _x	0	Car. par. p. posa	H _{par}	0
Carico orizz.(par L)	H _y	0	Car. oriz. risult.	H _r	0
Ecc. lungo B	e _b	30,0	Ecc. lungo L	e _L	0,0
Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)					
Ang. attrito interno	φ'	22,0	Ang. attrito interno	φ'(rad)	0,38
Ang. attrito terreno	δ	13,2	Ang. attrito terreno	δ(rad)	0,23
Coesione	c'	0,190	Mod. tangenziale	G	5,0
P.s.t.sopra p.p.[daNm]	γ' _{ti}	1.000,0	P.s.t. sotto p.p.[daNm]	γ' _{t2}	1.000,0
Fattori capacità portanti					
Pi greco	π	3,14	Numero di neplero	e	2,72
Fatt. sovraccarico	N _q	7,82	Fatt. coesione	N _c	16,88
Fattore eccentricità carico					
Largh. efficace	B'	1.130,0	Lungh. efficace	L'	3.000,0
Fattore forma					
Fatt. sovraccarico	s _q	1,14	Fatt. coesione	s _c	1,16
Fattore di profondità					
Fatt. sovraccarico	d _q	1,02	Fatt. coesione	d _c	1,03
Fattore inclinazione carico					
	m _B	1,73		m _L	1,27
Ang. direz. carico L	θ _n	90		θ _n rad	1,57
Fatt. sovraccarico	i _q	1,00			
Fatt. sovraccarico	i _q	1,00	Fatt. coes. (se φ>0)	i _c	1,00
Fattore inclinazione fond.					
Incl. fondazione	ε	0,00	Incl. fondazione	ε (rad)	0,00
Fatt. sovraccarico	b _q	1,00	Fatt. coes. se φ>0	b _c	1,00
Fattore inclinazione terreno					
Incl. terreno	ω	0,00	Incl. terreno	ω (rad)	0,00
Fatt. sovraccarico	g _q	1,00	Fatt. coes. se φ>0	g _c	1,00
Fattori Nq					
Fattori Nq		0,73	Fattore Nc		3,83
Coefficiente parziale	γ _r	2,30	Tens. prog q _d [daN/cm ²]		3,18
Fattore Ny					
			Car. prog Q _d [KN]		107.866

$$N = 36.100,00 \text{ kN} \quad \text{carico sollecitante} \leq Q_d = 107.866,00 \text{ kN} \quad \text{carico resistente}$$

$$C.S. = Q_d / N = 2,99 \quad \text{coefficiente di sicurezza}$$

Si riporta la verifica in condizioni non drenate considerando una lunghezza del manufatto di 30m

$$q_k = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + 1/2 \gamma_t B N_\gamma s_\gamma + \gamma_t D N_q$$

$$\gamma_r = 2,30$$

$$q_d = q_k / \gamma_r \quad \text{tensione terreno di progetto}$$

$$Q_d = B' L' q_d \quad \text{carico massimo terreno di progetto}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta se } Q_d \geq V_d$$

$$\gamma_t \quad \text{peso specifico terreno}$$

Fattori capacità portante

$$N_c = 5,14$$

$$N_\gamma = -2 \sin \omega$$

$$N_q = 1,00$$

Fattori correttivi eccentricità del carico

$$B' = B - 2 e \quad \text{larghezza}$$

$$L' \quad \text{lunghezza muro}$$

Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,20 B' / L'$$

$$s_\gamma = 1 - 0,40 B' / L'$$

Fattore di profondità

$$\text{se } D \leq B$$

$$d_c = 1 + 0,4 D / B'$$

$$\text{altrimenti } D > B$$

$$d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B')$$

Fattore inclinazione del carico

$$m_L = (2 + L / B') / (1 + L / B')$$

$$m_B = (2 + B' / L) / (1 + B' / L)$$

$$m = m_L \cos^2 \Theta_n + m_B \sin^2 \Theta_n$$

$$\Theta_n \quad \text{ang, fra la direzione del carico proiettata piano fondazione e la lunghezza L}$$

$$i_c = 1 - (m H) / (B' L' c_u N_c)$$

Fattore inclinazione della fondazione

$$b_c = 1 - 2\varepsilon / (2 + \pi)$$

Fattore inclinazione del terreno

$$g_c = 1 - 2\omega / (2 + \pi)$$

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Caratteristiche geometriche fondazione [cm]					
Larghezza	B	1.190,0	Lunghezza	L	3.000,0
				Prof. incastro	D
					80,0

Caratteristiche sollecitazione [daNcm]					
Carico vert.	N _z	3.610.000	Car. per. p. posa	N _{per}	3.610.000
Carico orizz.(par B)	H _x	0	Car. par. p. posa	H _{par}	0
Carico orizz.(par L)	H _y	0	Car. oriz. risult.	H _r	0
Ecc. lungo B	e _b	30,0	Ecc. lungo L	e _L	0,0
Acc. Sism. max	a _g S	0,000	Coefficiente	β _s	1,000
Coeff. sismico orizz.	K _{hk}	0,000			

Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)					
Coesione	c _u	0,490	P.spec.terreno [daNm]	γ _t	2.000,0

Fattori capacità portanti					
Pi greco	π	3,14			
Fatt. coesione	N _c	5,14	Fatt. attrito	N _y	0,00
			Fatt. sovraccarico	N _q	1,00
Fattore eccentricità carico					
Largh. efficace	B'	1.130,0	Lungh. efficace	L'	3.000,0
Fattore forma					
Fatt. coesione	s _c	1,08	Fatt. attrito	s _y	0,85
Fattore di profondità					
Fatt. coesione	d _c	1,03			
Fattore inclinazione carico					
	mb	1,73		mL	1,27
				m	1,73
Ang. direz. carico L	θ _n	90		θ _n rad	1,57
Fatt. coes.	i _c	1,00			
Fattore inclinazione fond.					
Incl. fondazione	ε	0,00	Incl. fondazione	ε (rad)	0,00
Fatt. coes.	b _c	1,00			
Fattore inclinazione terreno					
Incl. terreno	ω	0,00	Incl. terreno	ω (rad)	0,00
Fatt. coes.	g _c	1,00			
Fattore sisma Paolucci					
Fatt. coes.	z _c	1,000			

Fattore Nc	2,79	Fattore Ny	0,00	Fattori Nq	0,16
Coefficiente parziale	γ _r	2,30	Tens. prog q _d [daN/cm ²]	1,28	Car. prog Q _d [KN]
					43.407

$$N = 36.100,00 \text{ kN carico sollecitante} \leq Q_d = 43.407 \text{ kN carico resistente}$$

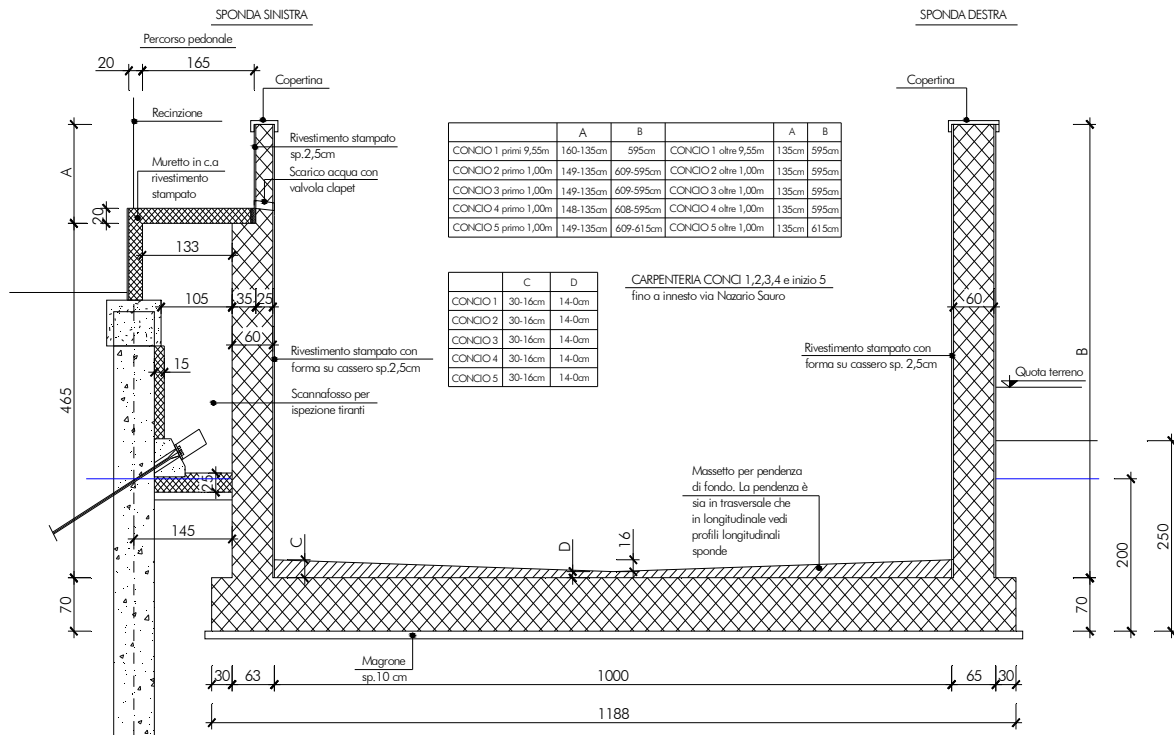
$$\text{C.S.} = Q_d / N = 1,20 \quad \text{coefficiente di sicurezza}$$

5.5.2 VERIFICA A SCORRIMENTO (SLU)

Il canale in cemento armato risulta incassato nel terreno la verifica risulta soddisfatta

5.5.3 VERIFICA A SOLLEVAMENTO (SLU)

Geometria



La verifica viene condotta per la lunghezza di 1,00m del manufatto ad U trascurando la resistenza laterale del terreno. La falda è stata assunta a 2,0m dall'intradosso della fondazione in assenza di acqua nel Rio, ma anche per un'altezza di 2,90m e sempre in assenza di acqua nel canale la verifica è soddisfatta

Carichi permanenti (g)

Platea	11,90x0,70x25,00 kN/m ³	= 208,25 kN/m
Parete sponda sinistra	(4,65x0,60+1,30x0,25) 25,00 kN/m ³	= 77,88 kN/m
Terreno sopra fond. sp. sinistra	(2,00x0,30) 20,00 kN/m ³	= 12,00 kN/m
Soletta camminamento sp. sinistra	(0,20x0,75) 25,00 kN/m ³	= 3,75 kN/m
Parete sponda destra	(5,95x0,60) 25,00 kN/m ³	= 89,25 kN/m
Terreno sopra fond.sp. destra	(2,50x0,30) 20,00 kN/m ³	= 15,00 kN/m
Rivestimento pareti	2x5,95x0,03 x24,00 kN/m ²	= 8,60 kN/m
Massetto interno platea	10,00x0,08x18,00 kN/m ³	= 14,40 kN/m
Totale		= 429,13 kN/m

Sottospinta idraulica (S_{id})

Su platea	11,90x2,00x	10,00 kN/m ³	= 238,00 kN/m
-----------	-------------	-------------------------	---------------

Verifica

Nell'ipotesi di rapido svasso esterno acqua interno vuoto

$V_{inst,d} = S_{id}$	= 1,10x238,00	= 261,80 kN	azione instabilizzante
$G_{stb,d} = g$	= 0,90x429,01	= 386,11 kN	azione stabilizzante
$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$	261,80 kN	≤ 386,11 kN	verifica soddisfatta
$C.S = (G_{stb,d} + R_d) / V_{inst,d}$		= 1,47 ≥ 1,00	coefficiente di sicurezza

5.5.4 VERIFICA CEDIMENTI (SLE)

Il nuovo manufatto ad U ha una larghezza di 11,90m ed andrà a sostituire uno scatolare esistente le cui dimensioni interne sono 6,00x4,00m mediamente si può considerare un'altezza di terreno asportato di 4,30m quindi abbiamo:

Peso manufatto (P_{man})	429,13 kN/m	
Peso terreno asportato	4,30x11,90x20,00 kN/m	= 1.023,40 kN/m
Vuoto interno allo scatolare	-6,00x4,00x20,00 kN/m	= -480,00 kN/m

quindi

$$P_{tertolto} = 1.023,40 - 480,00 = 543,40 \text{ kN/m} \quad \text{peso terreno tolto} \quad \geq \quad P_{man} = 429,13 \text{ kN/m}$$

I cedimenti sono compensati pressochè nulli

5.6 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI

A conforto del modello utilizzato si riporta la verifica del momento flettente all'incastro con la fondazione per la spalla sinistra condizione sismica 4 (zona tesa esterna).

Lo schema statico è quello di una mensola alta 6,30m le azioni sono quelle che appaiano nella figura delle condizioni di carico sopra riportata qui di seguito si riportano i momenti indotti dai carichi agenti:

Spinta terreno	$M_A = 9,80 \times 1,00 / 2 (1,00 / 3 + 2,00) + 9,80 \times 2,00^2 / 2 + (20,00 - 9,80) 2^2 / 6$	= 37,80 kNm
Spinta acqua	$M_A = 20,00 \times 2,00^2 / 6$	= 13,33 kNm
Inc.sis .	$M_A = 3,50 \times 3,00 (3,00 / 2)$	= 15,75 kNm
Inerzia	$M_A = 8,80 \times 3,00^2 / 2 + 6,30 \times 2,00 (1,00 + 3,00) + 2,60 \times 1,30 (1,30 / 2 + 5,00)$	= 109,10 kNm
	Totale	= 176,00 kNm

Il valore è coerente con quello del SAP 180,00 kNm

Sempre a conforto del modello utilizzato si riporta la verifica del momento flettente all'incastro con la fondazione per la spalla sinistra condizione statica 2 (zona tesa interna).

Lo schema statico è quello di una mensola alta 6,30m le azioni sono quelle che appaiano nella figura delle condizioni di carico sopra riportata qui di seguito si riportano i momenti indotti dai carichi agenti:

Spinta acqua	$M_A = 1,35 \times 40,00 \times 4,00^2 / 6$	= 144,00 kNm
--------------	---	--------------

Il valore è coerente con quello del SAP 155,00 kNm in quanto nel modello l'azione dell'acqua è stata inserita uniforme a tratti di un metro invece di variabile linearmente

6 SOLAIO SCANNAFOSSO PERCORSO PEDONALE

6.1 ANALISI DEI CARICHI

Permanenti

Soletta sp. 20 cm	0,20x 25,00 kN/m ³	= 5,00 kN/m ²
Pavimentazione		= 3,00 kN/m ²
	Totale	= 8,00 kN/m ²

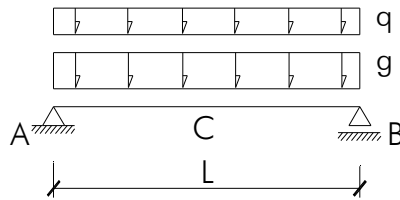
Sovraccarichi

Folla compatta		= 5,00 kN/m ²
----------------	--	--------------------------

6.2 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Schema statico

Si studia il tratto di 1,0m



$$L = 1,50 \text{ m} \quad g = 8,00 \text{ kN/m} \quad q = 5,00 \text{ kN/m}$$

Combinazioni di carico SLU

$$1,35 g + 1,35 q$$

Combinazioni di carico SLE rara

$$g+q$$

Frequente

$$g+0,75 q$$

Quasi permanente

$$g$$

$$V_A = 1,35(g+q) L/2 = 13,20 \text{ kN}$$

sf.tagliante A SLU

$$M_C = 1,35(g+q) L^2/8 = 5,00 \text{ kNm}$$

momento flettente C SLU

$$M_C = (g+q) L^2/8 = 3,70 \text{ kNm}$$

momento flettente C SLE rara

$$M_C = (g+0,75 q) L^2/8 = 3,30 \text{ kNm}$$

momento flettente C SLE frequente

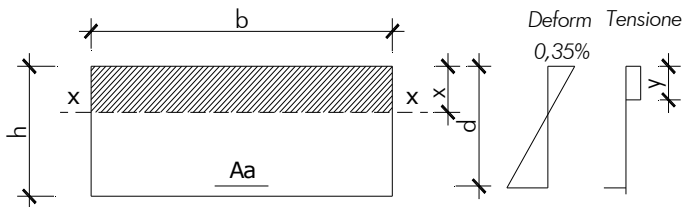
$$M_C = g L^2/8 = 2,25 \text{ kNm}$$

momento flettente C SLE quasi permanente

6.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Momento flettente

Verifiche stato limite ultimo SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	20,00	Altezza utile d	15,00
Area armatura $\Phi 10/20$ Aa	3,92	Armatura minima A _{amin} = 0,0015b d	2,25
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,041	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	0,82	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	14,59	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	22,38	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	5,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	20,92	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	4,18

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	15,00
Area armatura $\Phi 10/20$ A_a	3,92	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	2,15	Effetto ingranamento < 2	2,00
$\phi_l = A_a / (b \cdot d)$	0,003	Effetto spinotto $< 0,02$	0,003
$\sigma_{cp} = N_d / (b \cdot d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	5,70	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$ [kN]	85,56	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$ [kN]	73,97	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	85,56	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	13,20	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	6,48	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Momento flettente

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	15,00
Copri ferro compressione	5,00	Altezza sezione h	20,00
Area armatura tesa $\Phi 10/20$ A_a	3,92	Area armatura compr. $3\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	3,65		
Momento inerzia J_{xx}	9.196		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	3,70		
$\sigma_c = M_x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	14,70	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	684,85	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	2,25		
$\sigma_c = M_x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	8,94	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	416,46	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 16$ distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

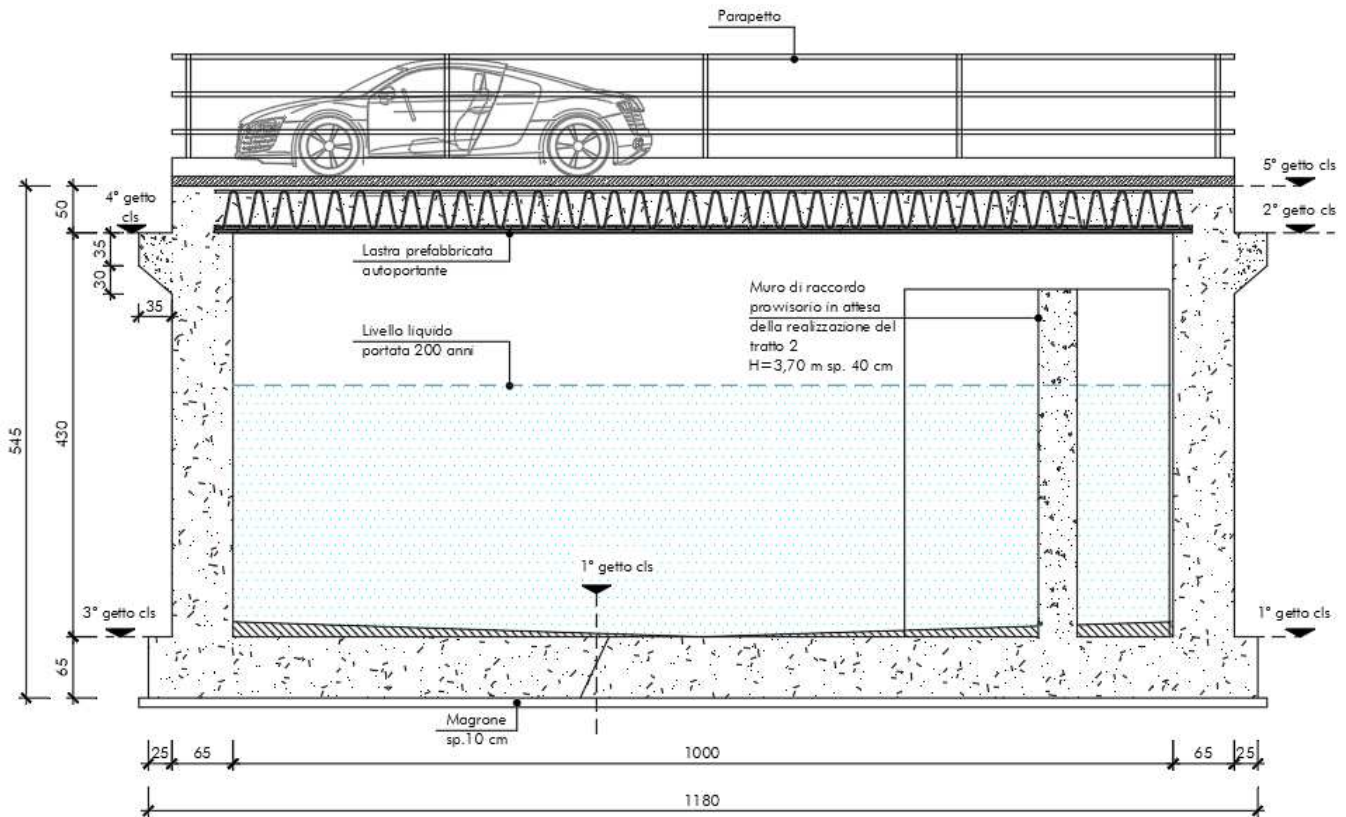
il diametro utilizzato è $\Phi 10$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

7 PONTE, SCATOLARE

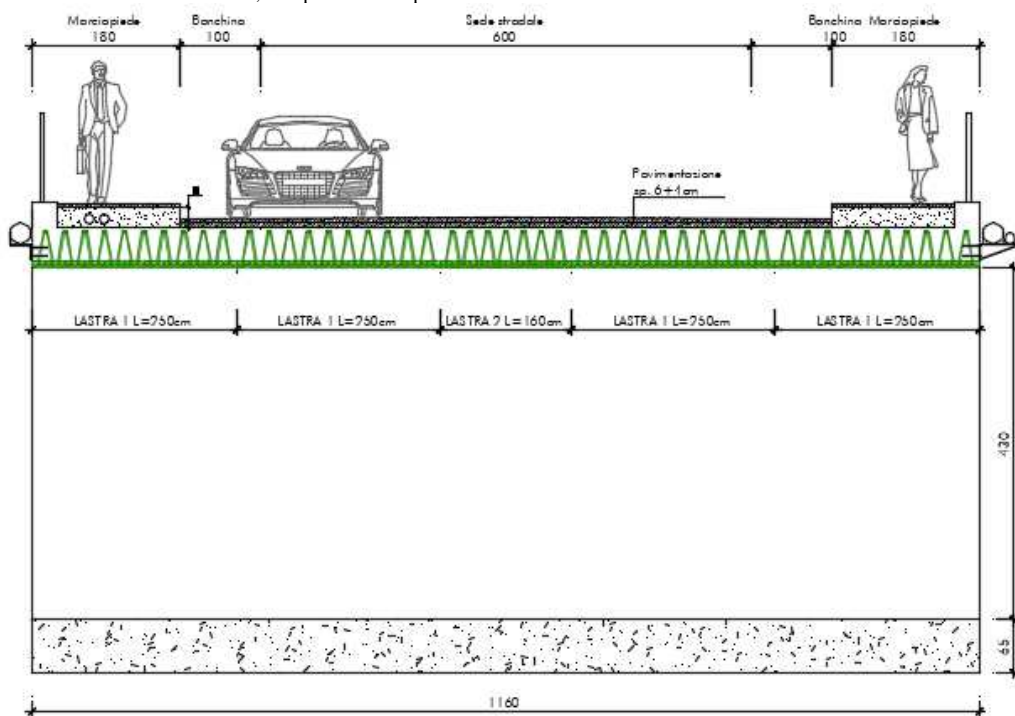
Il ponte è uno scatolare in cemento armato gettato in opera con una luce netta di 10,0m, le spalle sono alte 4,30m con spessore di 65 cm, lo stesso spessore ha la platea di fondazione. La soletta di impalcato invece ha uno spessore di 50 cm e viene realizzata su lastre predalles autoportanti, è stata scelta tale tipologia costruttiva per l'impalcato perchè si vuole svincolare il getto dalla presenza dell'acqua nel Rio maggiore.

Le lastre predalles hanno spessore di 8 cm e sono armate con idonei tralicci d'acciaio B450C di altezza 39,0 cm (asse barre). Si utilizzano quattro lastre di larghezza 250 cm con 10 tralicci e una lastra di larghezza 160 cm con 6 tralicci, ogni lastra ha lunghezza 10,40 metri. I tralicci hanno come corrente superiore Ø26 e due correnti inferiori Ø22 con armatura aggiuntiva di 1 ferro Ø20 per traliccio. I ferri diagonali sono Ø14 passo 27 cm.

Si riportano due immagini che descrivono il manufatto:



Sezione longitudinale ponte via Toti



Sezione trasversale ponte via Toti

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Permanenti portanti (g_1)

Unità di misura KN,m	P_{spec}	B	L	h	n	P_{tot}
Platea	25,00	11,80	11,60	0,65	1,00	2.224,30
Pareti	25,00	0,65	11,60	4,30	2,00	1.621,10
Impalcato	25,00	11,30	11,60	0,50	1,00	1.638,50
Cordoli	25,00	0,30	11,30	0,30	2,00	50,85
Totale						5.534,75

Permanenti portati (g_2)

Pavimentazione		= 3,00 kN/m ²
Marciapiede	0,25 x 25,00 kN/m ³	= 6,25 kN/m ²
Terreno	4,80 x 19,00 kN/m ³	= 91,20 kN/m ²

Spinte delle terre (g_3)

A tergo delle spalle è previsto il riempimento con terreno di riporto si stimano i seguenti parametri

$\gamma_t = 20,0 \text{ kN/m}^3$	peso specifico terreno	$\gamma_{ts} = 21,0 \text{ kN/m}^3$	peso specifico terreno saturo
$\Phi_k = 35,0^\circ$	ang. attr. ter. caratteristico	$\Phi_d = 35,0^\circ$	ang. attr. ter. progetto (M1)
$K_a = 0,245$	coef. spinta attiva (M1) si considera		
$K_0 = 0,426$	coef. spinta a riposo		
$p_t(h_i) = K_a \gamma_t h_i$	pressione terreno ad altezza h_i		
$p_t(2,4) = 12,35 \text{ kN/m}^2$	press. terreno ad altezza 2,40 m (M1)		
$p_t(4,8) = 18,80 \text{ kN/m}^2$	press. terreno ad altezza 4,80 m (M1)		
$p_q(h_i) = K_a q$	pressione sovraccarico ad altezza h_i con $q = 20 \text{ kN/m}^2$		
$p_q(h_i) = 4,90 \text{ kN/m}^2$	press. terreno ad altezza h (M1)		

Acqua interna

Si considera in caso di piena un'altezza d'acqua di 3,40 m dal fondo dello scatolare

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$\gamma_a = 10,0 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso spec. acqua}$$

$$p_{ac} = 10,0 \times 3,40 = 34,0 \text{ kN/mq} \quad \text{pressione acqua interna}$$

Distorsioni e presollecitazioni di progetto (ϵ_1)

Non presente

Effetti reologici : variazioni termiche (ϵ_3)

Si considera un salto termico differenziale in soletta di 15°C

$$\Delta T / h = 15^\circ\text{C} / 50 = 0,30^\circ\text{C/cm}$$

Cedimenti vincolari (ϵ_4)

Non sono presenti cedimenti differenziali che inducono caratteristiche della sollecitazione sulla struttura

Azioni variabili da traffico (q_1)

Ponte 1° Categoria		$L = 11,00 \text{ m}$	larghezza utile carreggiata
$w = 3,00 \text{ m}$	larghezza corsia	$n = L/w = 3$	numero corsie
$A_r = L - w = 2,00 \text{ m}$	area rimanente		

Si considera lo schema di carico 1, previsto dal DM 2018

1° Corsia	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$	$q_{1kt} = 3,00 \times 9,00 \text{ kN/m}^2$	$= 27,00 \text{ kN/m}$
2° Corsia	$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$	$q_{2kt} = 3,00 \times 2,50 \text{ kN/m}^2$	$= 7,50 \text{ kN/m}$
3° Corsia	$Q_{3k} = 100 \text{ kN}$	$q_{3kt} = 3,00 \times 2,50 \text{ kN/m}^2$	$= 7,50 \text{ kN/m}$
Area rimanente		$q_{rkt} = 2,00 \times 2,50 \text{ kN/m}^2$	$= 5,00 \text{ kN/m}$

Azione variabili da traffico (q_2)

Già presente nel carico q_1

Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN} \quad q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m} \quad w = 3,00 \text{ m} \quad L = 11,30 \text{ m}$$

$$q_3 = 0,60(2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} w L = 0,60(2 \times 300) + 0,10(9,00)(3,00)(11,30) = 390,50 \text{ kN}$$

$$180,00 \text{ kN} \leq q_3 = 390,50 \text{ kN} \leq 900,00 \text{ kN}$$

Azione centrifuga (q_4)

Non presente

Azione neve, vento (q_5)

Neve

Il carico neve è riferito alla proiezione orizzontale e non è concomitante con il carico da traffico, quest'ultimo più gravoso

Comune di Livorno, altitudine 0,0 m sul livello del mare

$a_s = 0,0 \text{ m}$	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$
$\alpha = 0^\circ$ superficie orizzontale	$\mu_1 = 0,80$
$C_e = 1,00$ coeff. esposizione	$C_t = 1,00$ coeff. termico
$q_s = \mu_1 q_{sk} C_e C_t = 0,50 \text{ kN/m}^2$	carico neve

Vento

Pressione cinetica di riferimento

Toscana, Livorno (Zona 3), altitudine sul livello del mare $a_s = 0,0 \text{ m}$

$$V_{b,0} = 27,00 \text{ m/s} \quad \text{Velocità base di riferimento}$$

$$a_0 = 500 \text{ m} \quad K_s = 0,37 \quad c_a = 1,0 \quad \text{se } a_s \leq a_0$$

$$v_b = c_a V_{b,0} = 27,00 \text{ m/s}$$

$$c_r = 1,00 \quad \text{coefficiente di ritorno}$$

$$v_r = c_r v_b = 27,00 \text{ m/s} \quad \text{velocità di riferimento}$$

$$q_r = 1,25 V^2/2 = 45,6 \text{ daN/m}^2$$

pressione cinetica di riferimento

Coefficiente di esposizione

Il ponte ha una quota di 0,0 m in un'area urbana

Classe di rugosità A,

Categoria di esposizione IV

$$K_r = 0,22$$

$$z_o \text{ (m)} = 0,30$$

$$z_{\min} = 8,00 \text{ m}$$

$$C_t = 1,00$$

coefficiente di topografia

$$z = 0,00 \text{ m}$$

quota ponte

$$C_e = K_r^2 C_t \ln(z/z_o)(7+C_t \ln(z/z_o)) = C_e(z_{\min}) = 1,63$$

coefficiente di esposizione

$$C_p = 1,40$$

$$q_{5,1} = q_b \times C_e \times C_p = 45,6 \times 1,63 \times 1,40$$

$$= 1,04 \text{ kN/m}^2$$

carico vento

Ponte scarico

$$h_s = 0,50 \text{ m}$$

altezza soletta

$$q_5 = h_s q_{5,1} = 0,52 \text{ kN/m}$$

carico vento

Ponte carico

$$h_m = 3,00 \text{ m}$$

altezza mezzo

$$q_5 = (h_s + h_m) q_{5,1} = 3,70 \text{ kN/m}$$

carico vento

Azione sismica (q_6)

Per lo scatolare si considera un comportamento strutturale non dissipativo, con fattore di comportamento $q = 1$.

Si riportano i valori massimi dello spettro di risposta per SLV e SLD.

$$S_e(T) = 0,418 \text{ g}$$

spettro risposta elastico orizzontale SLV

$$S_e(T) = 0,162 \text{ g}$$

spettro risposta elastico orizzontale SLD

Calcolo momento torcente accidentale

Come previsto paragrafo 7.9.3 l'eccentricità accidentale è pari al 3% della dimensione del ponte ortogonale alla azione sismica

Sisma in direzione x

$$L_y = 11,60 \text{ m}$$

dimensione ponte y

$$e_y = 0,03 L_y = 0,35 \text{ m}$$

eccentr. accidentale

$$W_i = 11,30 \times 11,60 \times 0,50 \times 25,00 \text{ kN/m}^3$$

$$= 1.639 \text{ kN}$$

peso impalcato

$$W_s = 2 \times 2,15 \times 11,60 \times 0,65 \times 25,00 \text{ kN/m}^3$$

$$= 811 \text{ kN}$$

peso metà spalla

$$W_a = 0,20(11,30(9 \times 3,00 + (2 \times 3,00 + 2,00)2,50) + 1200)$$

$$= 350 \text{ kN}$$

peso accidentali

$$W_{pav} = 11,30 \times 11,60 \times 3,00 \text{ kN/m}^3$$

$$= 393 \text{ kN}$$

peso pavimentazione

$$S_d = 0,418 \text{ g}$$

spettro di progetto

$$F_x = (W_i + W_s + W_a + W_{pav}) S_d / g$$

$$= 1.335,0 \text{ kN}$$

forza statica

$$M_t = e_y F_x$$

$$= 470,0 \text{ kNm}$$

mom. torcente aggiuntivo

Sisma in direzione y

$$L_x = 11,30 \text{ m}$$

dimensione ponte x

Quando il sisma agisce in questa direzione y il momento torcente aggiuntivo è prossimo a quello sopra calcolato visto che le eccentricità sono simili, 35 cm contro 34 cm, quindi al ei ci si riferisce.

Resistenze passive dei vincoli (q_7)

Non presente, l'impalcato è incastrato alle spalle

Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio (q_8)

$$F = 100 \text{ kN}$$

applicata sulla lunghezza di 0,5 m

7.2 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Si effettua un'analisi strutturale, con il codice di calcolo agli elementi finiti, SAP2000 Plus 21.2.0, modellando lo scatolare, impalcato, spalle, fondazione, in maniera spaziale, schematizzando i vari elementi dell'impalcato come un grigliato di travi, mentre utilizzando degli elementi a piastra per la fondazione e le spalle.

I vincoli esterni sono rappresentati da un letto di molle in corrispondenza della platea di fondazione. Per quanto riguarda la rigidezza delle spalle si considera quella non fessurata visto che per effetto dell'azione sismica questa rimane in campo elastico.

L'analisi statica è quella lineare elastica, mentre quella dinamica è modale con spettro di risposta elastico sia in senso longitudinale che trasversale, considerando un comportamento non dissipativo, sostanzialmente elastico con un fattore di comportamento $q = 1$.

In maniera cautelativa per l'azione sismica si considera che spalle e soletta dello scatolare siano fuori terra e liberi di oscillare in realtà il manufatto è incassato nel terreno, e comunque il sisma ha un effetto ridotto sulle caratteristiche della sollecitazione come mostrato nel seguito.

Per tener conto dell'effetto dell'eccentricità accidentale delle masse, viene introdotto un momento torcente secondo quanto previsto al paragrafo 7.9.3 delle NTC 2018 che per i ponti l'eccentricità accidentale è 0,03 volte la dimensione dell'impalcato stesso misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica

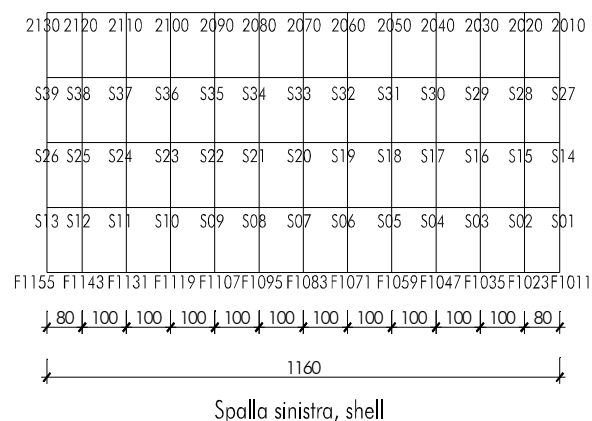
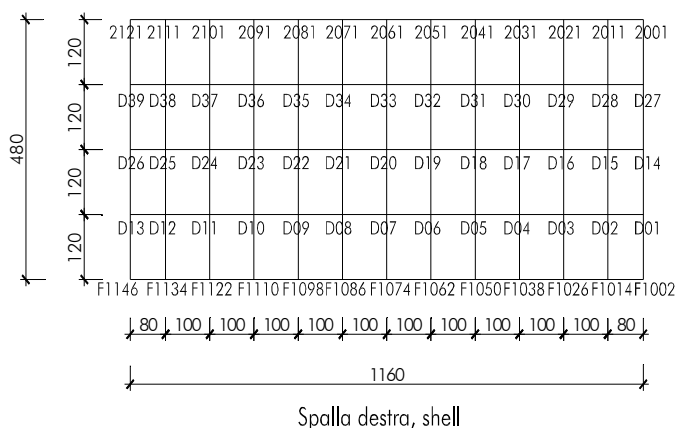
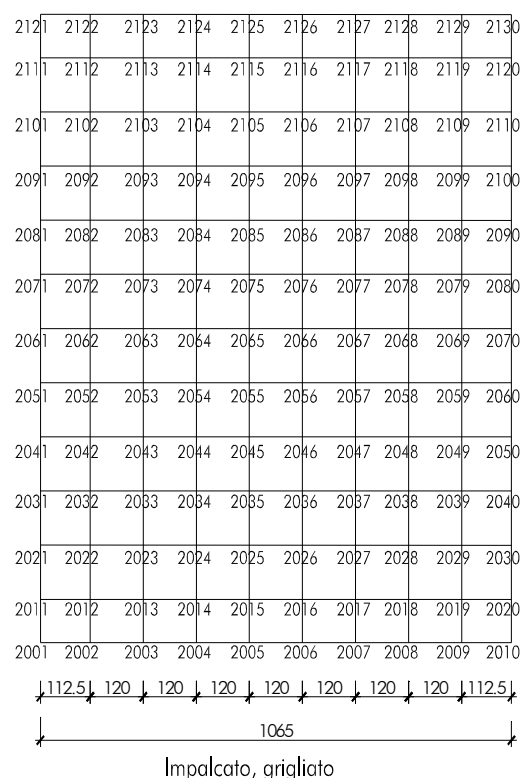
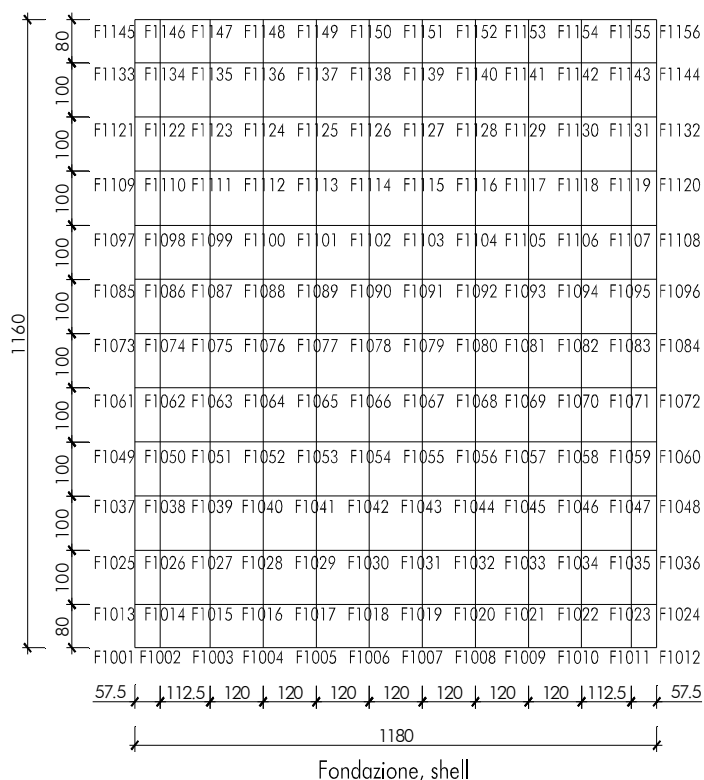
In fase di getto lo schema statico è quello di uno scatolare che però ha la soletta incernierata agli estremi, visto che le lastre sono appoggiate sulle spalle, mentre una volta maturato il calcestruzzo, si ripristina l'incastro tra soletta e spalle e quindi per le altre condizioni di carico lo schema statico è quello a sezione chiusa incastrata agli appoggi.

Si fa notare, che per effetto viscoso, la struttura tende a dimenticarsi di come è stata costruita, quindi all'incastro tra soletta-spalla, avendo introdotto un vincolo, nascono delle sollecitazioni che tendono a quelle che si ottengono da un modello che considera la continuità strutturale anche in fase di getto.

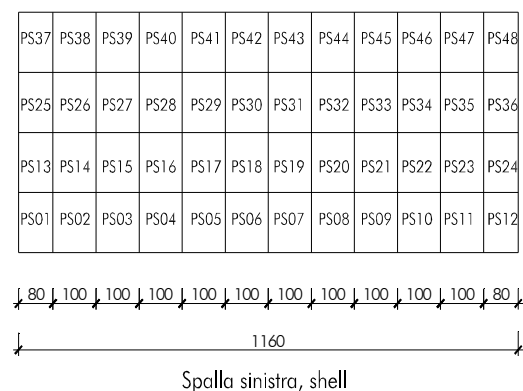
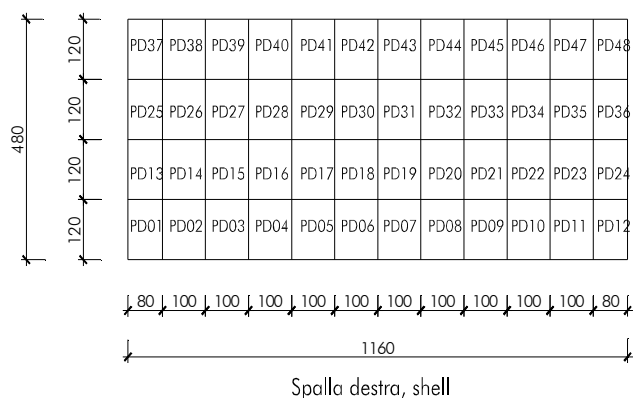
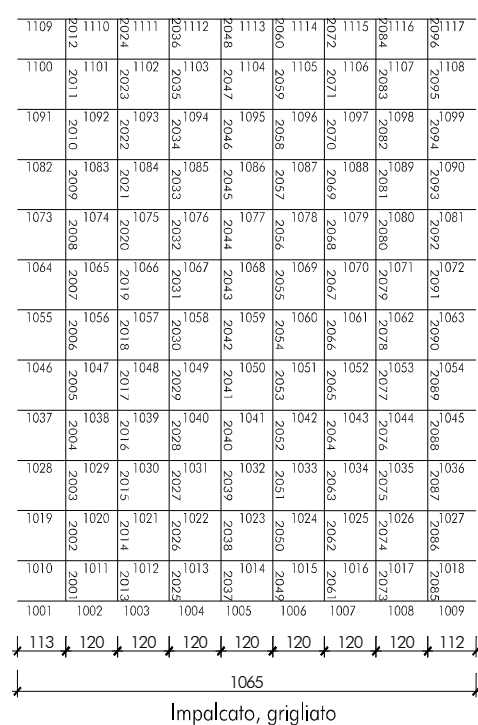
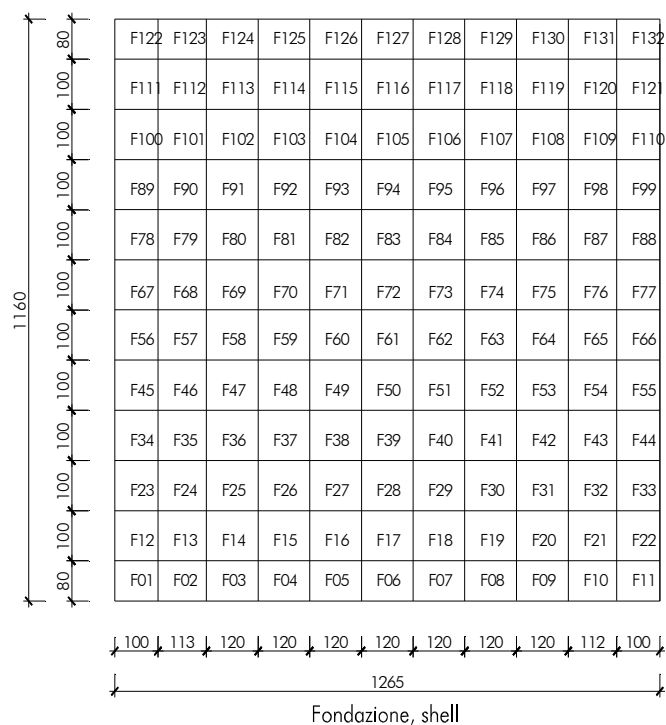
Si riporta di seguito:

- schema dei nodi,
- schema degli elementi,
- schema delle sezioni,
- schema dei vincoli
- Condizioni elementari
- Combinazioni di carico

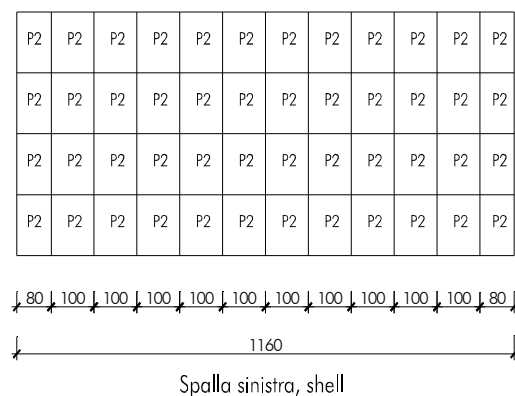
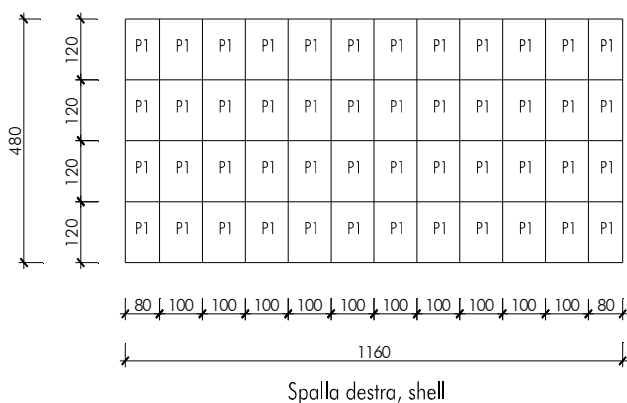
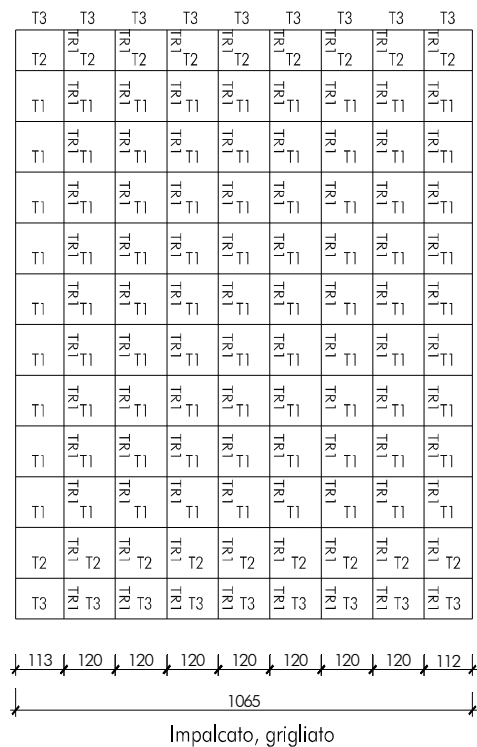
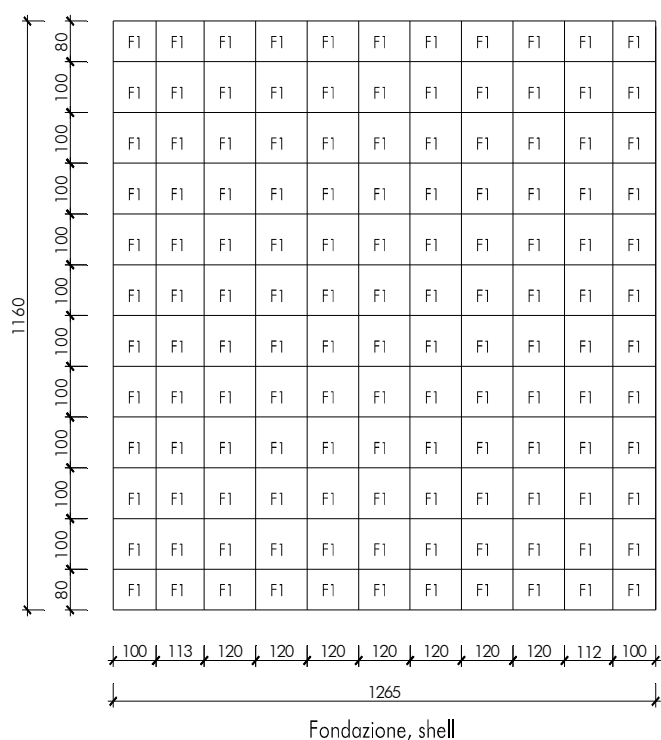
Schema dei nodi



Schema degli elementi



Schema delle sezioni



Le sezioni degli elementi sono:

T1 b x h, 100x50

TR1 b x h, 120x50

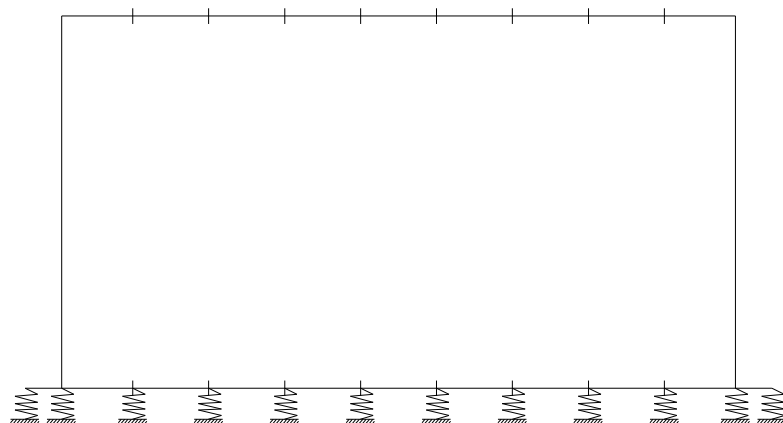
T2 b x h, 90x50

F1 h, 65

T3 b x h, 40x50

P1, P2 h, 65

Schema dei vincoli



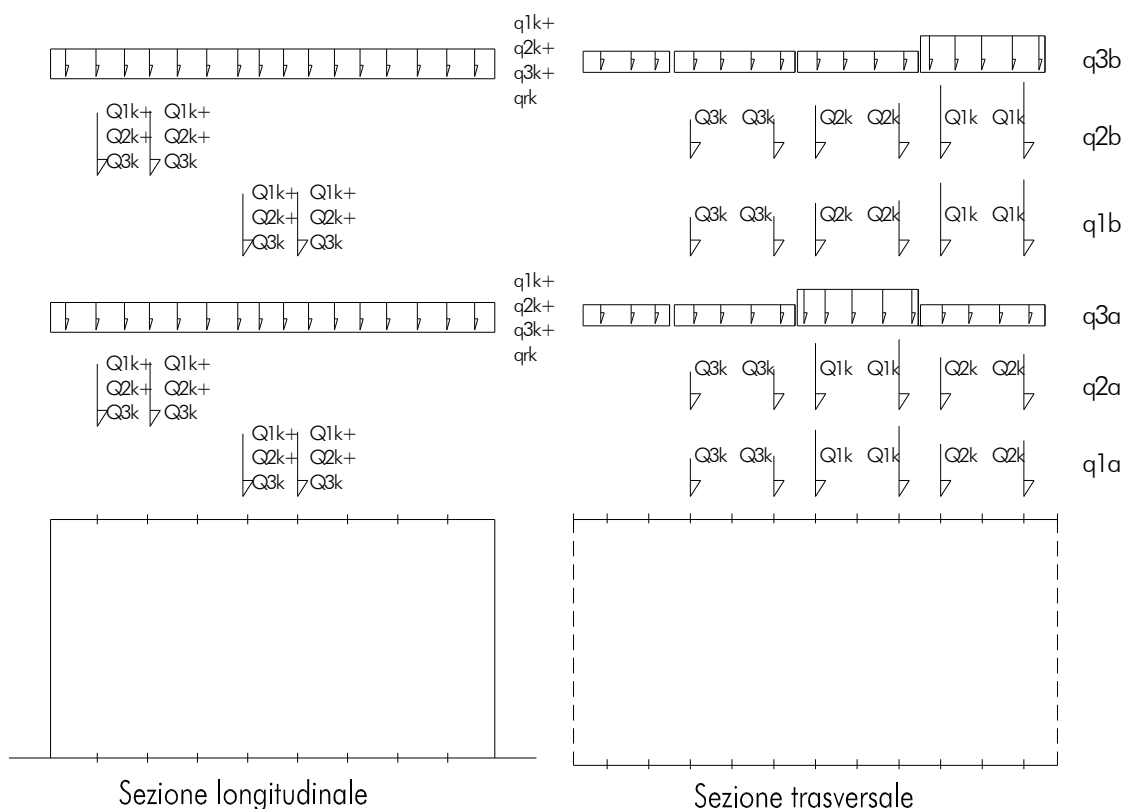
La platea di fondazione è poggiata su un letto di molle

Assegnazione dei carichi ai vari elementi

Le masse relative alle strutture portanti e ai permanenti portati sono considerate dal programma di calcolo attraverso i carichi assegnati agli elementi.

Condizioni di carico elementari

- 1) g_1 perm. portanti
- 2) g_2 perm. portati
- 3) sp.ter spinta terreno spalle
- 4) sp.sov spinta sovraccarico spalle
- 5) sp.fal spinta falda spalle
- 6) q_{1a} carico traffico, concentrati in mezzzeria longitudinalmente e la colonna di carico massimo interna
- 7) q_{2a} carico traffico, concentrati agli appoggi longitudinalmente e la colonna di carico massimo interna
- 8) q_{3a} carico traffico, uniforme longitudinalmente e la colonna di carico massimo interna
- 9) q_{1b} carico traffico, concentrati in mezzzeria longitudinalmente e la colonna di carico massimo esterna
- 10) q_{2b} carico traffico, concentrati agli appoggi longitudinalmente e la colonna di carico massimo esterna
- 11) q_{3b} carico traffico, uniforme longitudinalmente e la colonna di carico massimo esterna



- 12) fren frenamento
- 13) Sisx Sisma x SLV
- 14) Sisy Sisma y SLV
- 15) ecc x e ecc y. Eccentricità accidentale x e y
- 16) Temp.p temperatura pos.
- 17) Acq acqua interna

Combinazioni di carico

Combinazioni SLU statiche STR

- 1) $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,35 (q_{1a} + q_{3a}) + 1,35 acq$
- 2) $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,35 (q_{2a} + q_{3a}) + 1,35 acq$
- 3) $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,35 (q_{1b} + q_{3b}) + 1,35 acq$
- 4) $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,35 (q_{2b} + q_{3b}) + 1,35 acq$
- 5) $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,35 (q_{1a} + q_{3a}) + 1,35 sp.ter + 1,50 sp. sov + 1,35 sp.fal$
- 6) $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,35 (q_{2a} + q_{3a}) + 1,35 sp.ter + 1,50 sp. sov + 1,35 sp.fal$
- 7) $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,35 (q_{1b} + q_{3b}) + 1,35 sp.ter + 1,50 sp. sov + 1,35 sp.fal$
- 8) $1,35 g_1 + 1,35 g_2 + 1,35 (q_{2b} + q_{3b}) + 1,35 sp.ter + 1,50 sp. sov + 1,35 sp.fal$

N.B. non è stata considerata la combinazione con frenamento perchè secondo tabella 5.1.IV NTC.2018 questa si combina con il valore frequente dello schema di carico 1 quindi più gravoso il solo schema di carico 1.

Combinazioni SLV sismiche STR

- 9) $g_1 + g_2 + sp.ter \pm sis \times SLV + ecc \times \pm 0,30 (sis \times SLV) + 0,30 ecc y + 0,20 (q_{1b} + q_{3b})$
- 10) $g_1 + g_2 + sp.ter \pm sis \times SLV + ecc \times \pm 0,30 (sis \times SLV) - 0,30 ecc y + 0,20 (q_{1b} + q_{3b})$
- 11) $g_1 + g_2 + sp.ter \pm sis \times SLV - ecc \times \pm 0,30 (sis \times SLV) - 0,30 ecc y + 0,20 (q_{1b} + q_{3b})$
- 12) $g_1 + g_2 + sp.ter \pm sis \times SLV - ecc \times \pm 0,30 (sis \times SLV) - 0,30 ecc y + 0,20 (q_{1b} + q_{3b})$
- 13) $g_1 + g_2 + sp.ter \pm 0,30 (sis \times SLV) + 0,30 ecc \times \pm (sis \times SLV) + ecc y + 0,20 (q_{1b} + q_{3b})$
- 14) $g_1 + g_2 + sp.ter \pm 0,30 (sis \times SLV) + 0,30 ecc \times \pm (sis \times SLV) - ecc y + 0,20 (q_{1b} + q_{3b})$
- 15) $g_1 + g_2 + sp.ter \pm 0,30 (sis \times SLV) - 0,30 ecc \times \pm (-sis \times SLV) + ecc y + 0,20 (q_{1b} + q_{3b})$
- 16) $g_1 + g_2 + sp.ter \pm 0,30 (sis \times SLV) - 0,30 ecc \times \pm (-sis \times SLV) - ecc y + 0,20 (q_{1b} + q_{3b})$

Combinazioni SLE rara (deformazione)

- 17) $g_1 + g_2 + (q_{1a} + q_{3a}) + acq$
- 18) $g_1 + g_2 + (q_{2a} + q_{3a}) + acq$
- 19) $g_1 + g_2 + (q_{1b} + q_{3b}) + acq$
- 20) $g_1 + g_2 + (q_{2b} + q_{3b}) + acq$
- 21) $g_1 + g_2 + (q_{1a} + q_{3a}) + Sp.ter + Sp.sov + Sp.fal$
- 22) $g_1 + g_2 + (q_{2a} + q_{3a}) + Sp.ter + Sp.sov + Sp.fal$
- 23) $g_1 + g_2 + (q_{1b} + q_{3b}) + Sp.ter + Sp.sov + Sp.fal$
- 24) $g_1 + g_2 + (q_{2b} + q_{3b}) + Sp.ter + Sp.sov + Sp.fal$

Combinazioni SLE frequente

- 25) $g_1 + g_2 + (0,75 q_{1a} + 0,40 q_{3a}) + acq$
- 26) $g_1 + g_2 + (0,75 q_{2a} + 0,40 q_{3a}) + acq$
- 27) $g_1 + g_2 + (0,75 q_{1b} + 0,40 q_{3b}) + acq$
- 28) $g_1 + g_2 + (0,75 q_{2b} + 0,40 q_{3b}) + acq$
- 29) $g_1 + g_2 + (0,75 q_{1a} + 0,40 q_{3a}) + sp.ter + 0,75 sp. Sov + Sp.fal$
- 30) $g_1 + g_2 + (0,75 q_{2a} + 0,40 q_{3a}) + sp.ter + 0,75 sp. Sov + Sp.fal$
- 31) $g_1 + g_2 + (0,75 q_{1b} + 0,40 q_{3b}) + sp.ter + 0,75 sp. Sov + Sp.fal$
- 32) $g_1 + g_2 + (0,75 q_{2b} + 0,40 q_{3b}) + sp.ter + 0,75 sp. Sov + Sp.fal$

Combinazioni SLE quasi permanente

- 33) $g_1 + g_2$
- 34) $g_1 + g_2 + sp.ter + Sp.fal$

A queste condizioni è da aggiungere la variazione termica che però risulta poco significativa e nel seguito non viene considerata.

Si riportano gli inviluppi delle combinazioni di carico considerati

INSLUS	inviluppo delle combinazioni da 1 a 8
INSLV	inviluppo delle combinazioni da 9 a 16
INSLer	inviluppo delle combinazioni da 17 a 24
INSLEf	inviluppo delle combinazioni da 25 a 32
INSLEqp	inviluppo delle combinazioni da 33 a 34

7.3 ANALISI DINAMICA MODALE

Prima delle caratteristiche delle sollecitazioni dei vari elementi, si riportano i risultati dell'analisi dinamica modale, periodo proprio della struttura e coefficienti di partecipazione della massa per i vari modi, si sono considerati 25 modi di vibrare che hanno attivato più dell'85% della massa totale, si è considerata una combinazione quadratica completa per la combinazione dei modi di vibrare

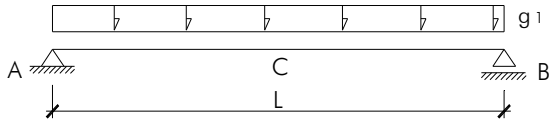
Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode1	0,29	0,46	0,00	0,00	0,46	0,00	0,00	0,00	0,49	0,00	0,00	0,49	0,00
Mode2	0,24	0,00	0,33	0,00	0,46	0,33	0,00	0,66	0,00	0,00	0,66	0,49	0,00
Mode3	0,18	0,00	0,00	0,90	0,46	0,33	0,90	0,00	0,00	0,00	0,66	0,49	0,00
Mode4	0,12	0,17	0,00	0,00	0,64	0,33	0,90	0,00	0,37	0,01	0,66	0,86	0,01
Mode5	0,11	0,00	0,00	0,00	0,64	0,33	0,90	0,00	0,00	0,39	0,66	0,87	0,39
Mode6	0,08	0,00	0,02	0,08	0,64	0,34	0,98	0,00	0,00	0,00	0,66	0,87	0,39
Mode7	0,07	0,00	0,10	0,01	0,64	0,45	0,99	0,02	0,00	0,00	0,68	0,87	0,39
Mode8	0,05	0,01	0,07	0,00	0,65	0,51	0,99	0,06	0,00	0,00	0,74	0,87	0,39
Mode9	0,05	0,00	0,07	0,01	0,65	0,58	1,00	0,07	0,00	0,00	0,81	0,87	0,39
Mode10	0,05	0,00	0,01	0,00	0,65	0,59	1,00	0,02	0,00	0,00	0,83	0,87	0,39
Mode11	0,04	0,22	0,03	0,00	0,87	0,63	1,00	0,01	0,08	0,04	0,84	0,96	0,44
Mode12	0,03	0,03	0,00	0,00	0,90	0,63	1,00	0,00	0,01	0,29	0,84	0,97	0,73
Mode13	0,03	0,00	0,10	0,00	0,90	0,73	1,00	0,04	0,00	0,02	0,88	0,97	0,74
Mode14	0,03	0,00	0,06	0,00	0,91	0,79	1,00	0,03	0,00	0,01	0,91	0,97	0,76
Mode15	0,03	0,07	0,18	0,00	0,98	0,97	1,00	0,08	0,02	0,00	0,99	0,99	0,76
Mode16	0,03	0,00	0,00	0,00	0,98	0,97	1,00	0,00	0,00	0,00	0,99	0,99	0,76
Mode17	0,03	0,01	0,00	0,00	0,99	0,97	1,00	0,00	0,00	0,13	0,99	1,00	0,89
Mode18	0,02	0,00	0,00	0,00	0,99	0,97	1,00	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,89
Mode19	0,02	0,00	0,00	0,00	0,99	0,97	1,00	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,89
Mode20	0,02	0,00	0,00	0,00	0,99	0,97	1,00	0,00	0,00	0,01	0,99	1,00	0,90
Mode21	0,02	0,00	0,00	0,00	0,99	0,97	1,00	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,90
Mode22	0,02	0,00	0,00	0,00	0,99	0,97	1,00	0,00	0,00	0,04	0,99	1,00	0,95
Mode23	0,02	0,00	0,01	0,00	0,99	0,98	1,00	0,00	0,00	0,01	0,99	1,00	0,95
Mode24	0,02	0,00	0,00	0,00	0,99	0,98	1,00	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,96
Mode25	0,02	0,00	0,00	0,00	0,99	0,98	1,00	0,00	0,00	0,01	0,99	1,00	0,96

7.4 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

7.4.1 LASTRA PREDALLE

Carichi permanenti portanti (g_1)

Schema statico



Per le verifiche di resistenza e deformazione si calcola l'armatura nell'ipotesi di unico getto senza puntellamenti intermedi della lastra aggiungendo al peso proprio $0,50 \text{ kN/m}^2$ per tener conto delle operazioni di getto.

Si considera una lastra di 1 metro di larghezza.

$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$g_1 = 12,50 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{sov}} = 0,50 \text{ kN/m}$$

$$V_A = V_B = (1,35 g_1 + 1,35 q_{\text{sov}}) L/2$$

$$= 89,51 \text{ kN}$$

sforzo tagliante SLU

$$M_C = (1,35 g_1 + 1,35 q_{\text{sov}}) L^2 / 8$$

$$= 228,25 \text{ kNm}$$

mom flettente SLU

7.4.2 IMPALCATO

Combinazioni di carico

Travi di impalcato

Diagramma sforzo tagliante V_2 (kN)

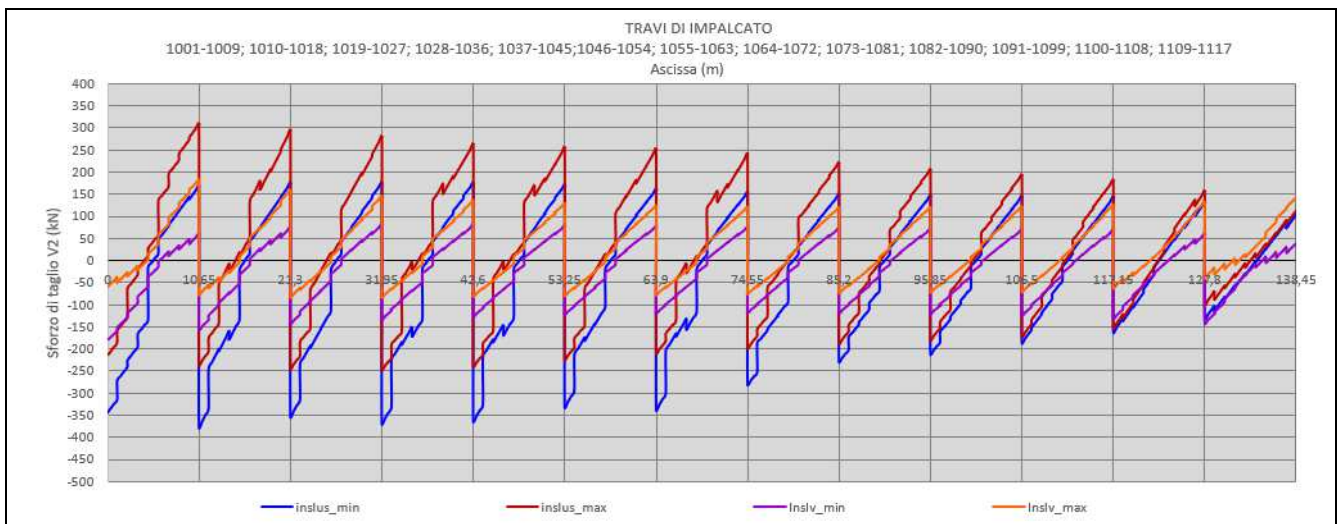
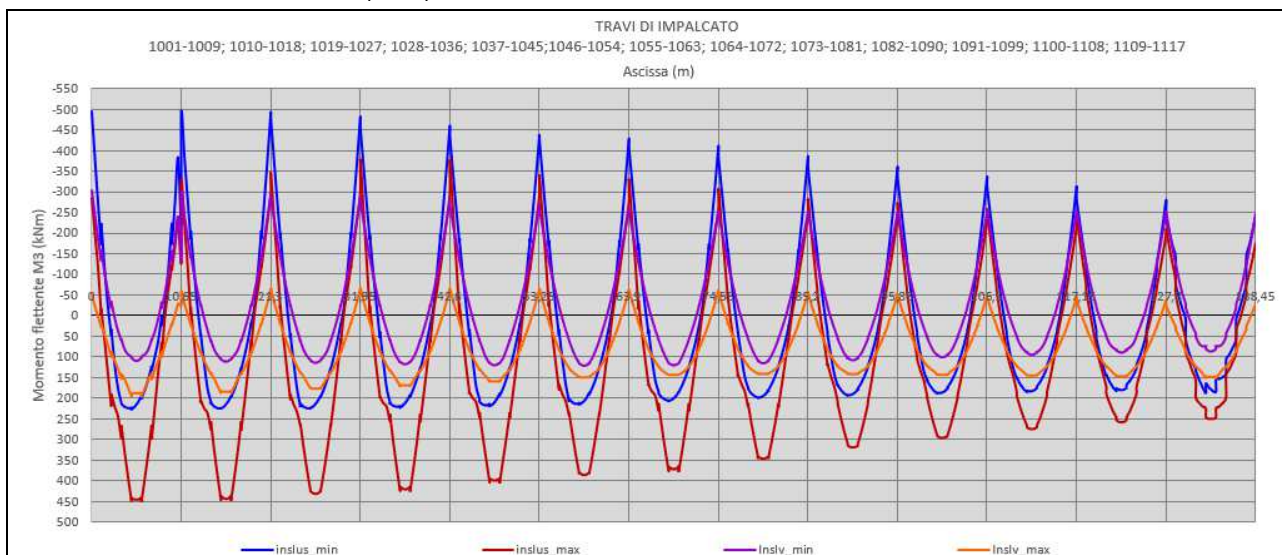


Diagramma momento flettente M_3 (kNm)



Traversi di impalcato

Diagramma sforzo tagliante V2 (kN)

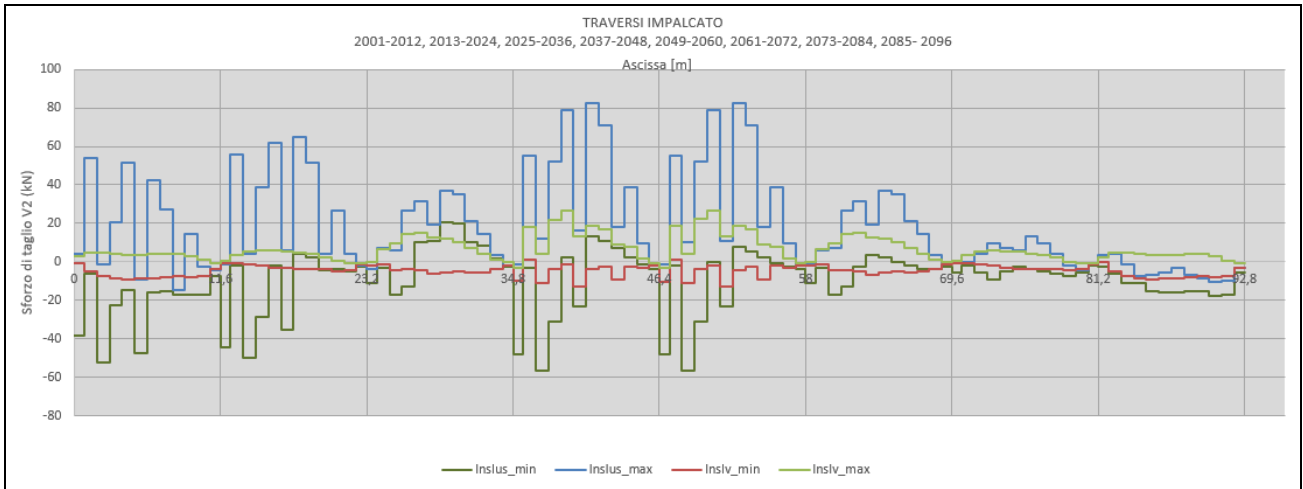
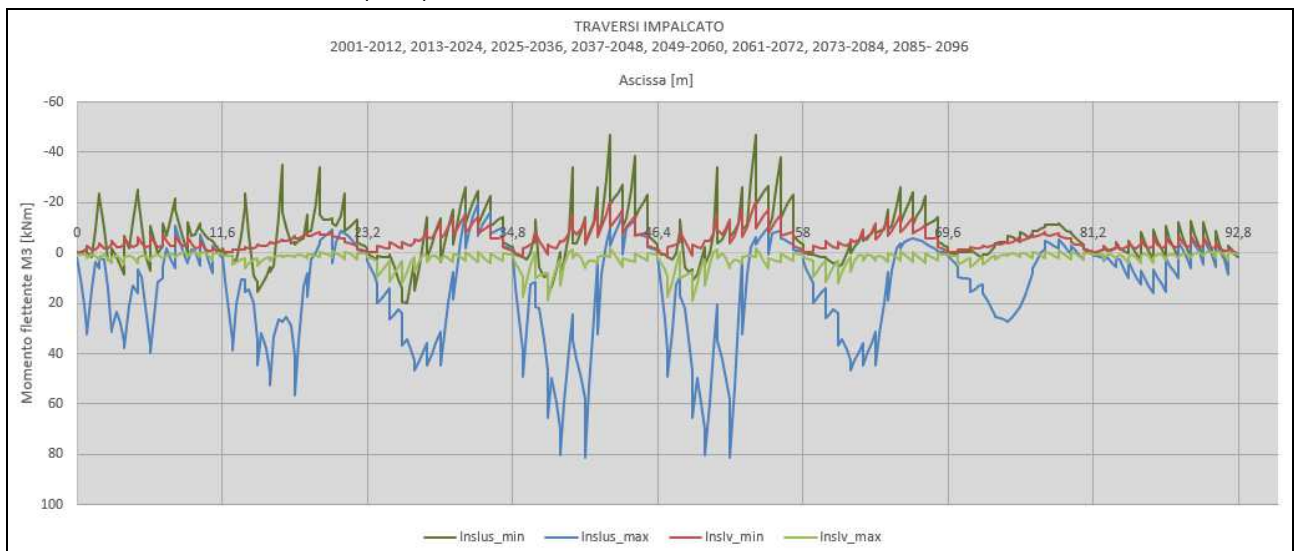


Diagramma momento flettente M3 (kNm)



Caratteristiche sollecitazione involuppi massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

kNm	g1 (FASE 1)	g1 (FASE 2)	INSLU _{min}	INSLU _{max}	INSLV _{min}	INSLV _{max}	INRAR _{min}	INRAR _{max}	INFR _{min}	INFR _{max}	INQP _{min}	INQP _{max}
M _{11app}	0	-96	-492	-378	-296	-57	-364	-243	-288	-204	-129	-126
M _{11mez}	162,56	81	225	450	118	196	168	333	144	263	102	106
V _{13app}	63,75	67	-364	307	-174	181	-269	227	-211	181	-93	94
M ₂₂	-	0,67	-34	67	-17	17	-34	50	-21	34	-2	0
V ₂₃	-	1,0	-47	67	-10	22	-34	51	-24	36	-2	2

M_{11app} momento flettente 11 all'appoggio, in direzione longitudinale

M_{11mez} momento flettente 11 mezzaria, in direzione longitudinale

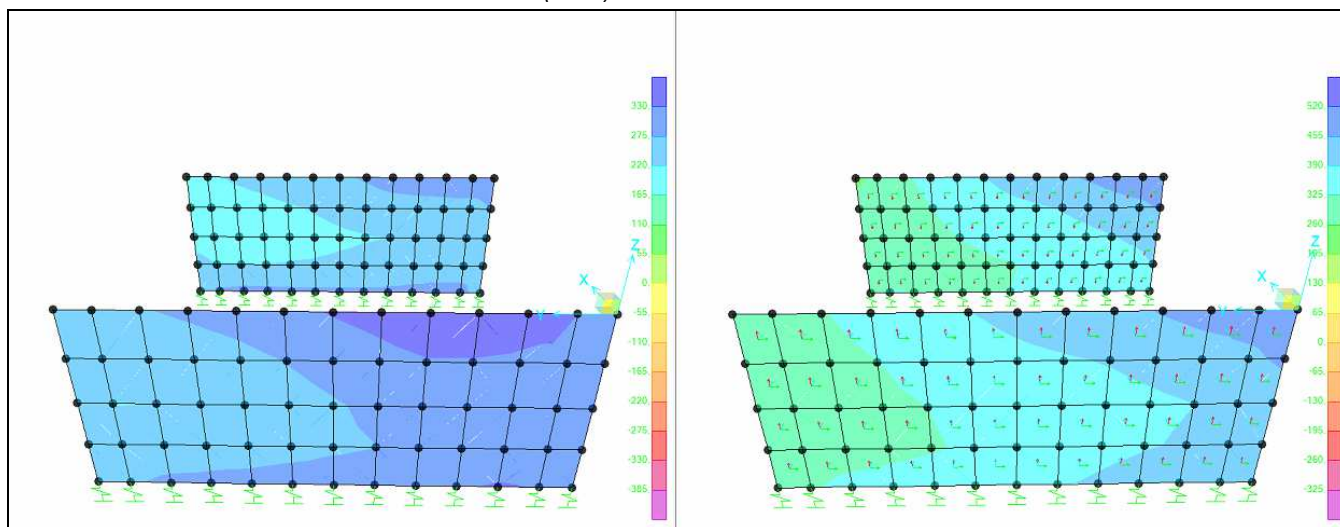
V_{13app} sforzo di taglio 13 all'appoggio, in direzione longitudinale

M₂₂ momento flettente 22, in direzione trasversale

V₂₃ sforzo di taglio 23 in direzione trasversale

7.4.3 SPALLE

Momento flettente m_{11} minimo/massimo INSLU (kNm)

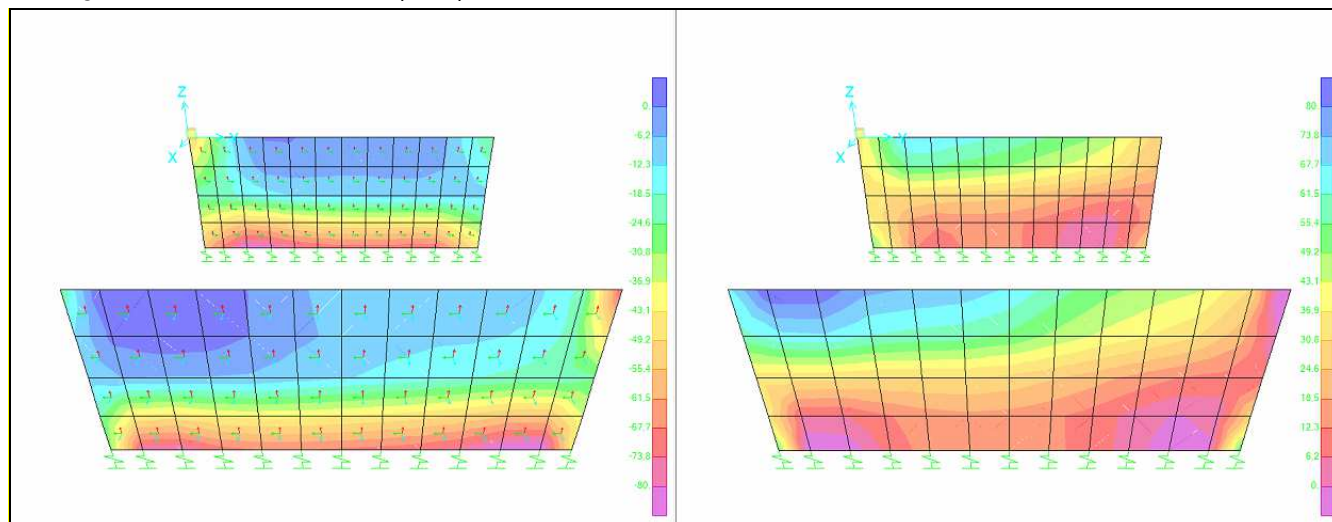


$M_{11sup} = 490 \text{ kNm/m}$

$M_{11mez} = 420 \text{ kNm/m}$

$M_{11inf} = 430 \text{ kNm/m}$

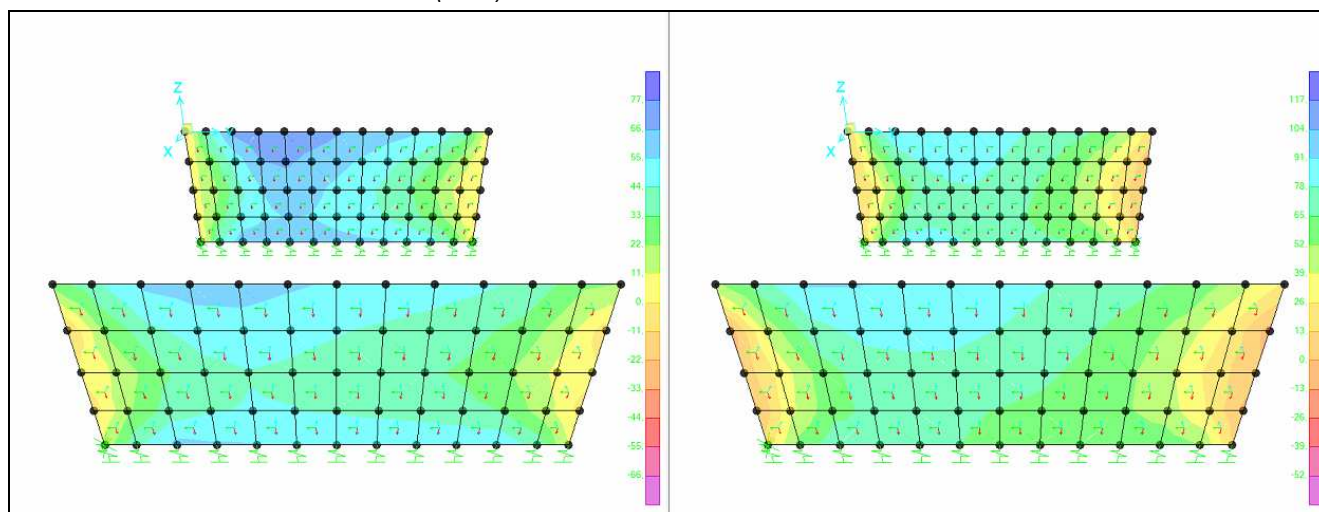
Sforzo tagliante v_{13} min/max INSLU (kNm)



$V_{13min} = -90 \text{ kN/m}$

$V_{13max} = 95 \text{ kN/m}$

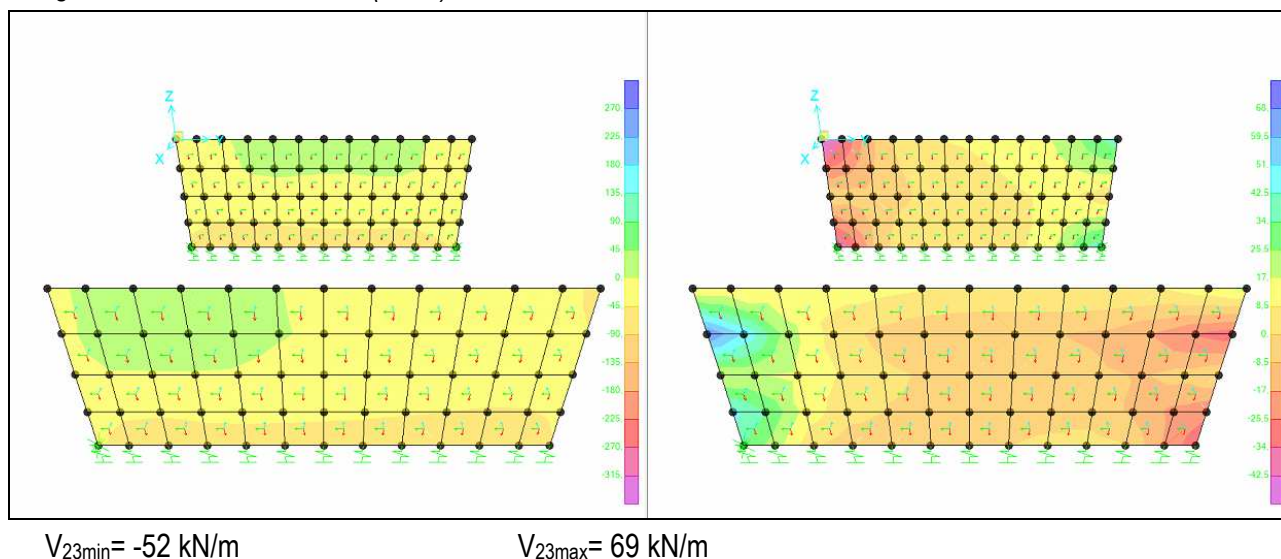
Momento flettente m_{22} min/max INSLU (kNm)



$M_{22min} = 77 \text{ kNm/m}$

$M_{22max} = 87 \text{ kNm/m}$

Sforzo tagliante v_{23} min/max INSLU (kN/m)



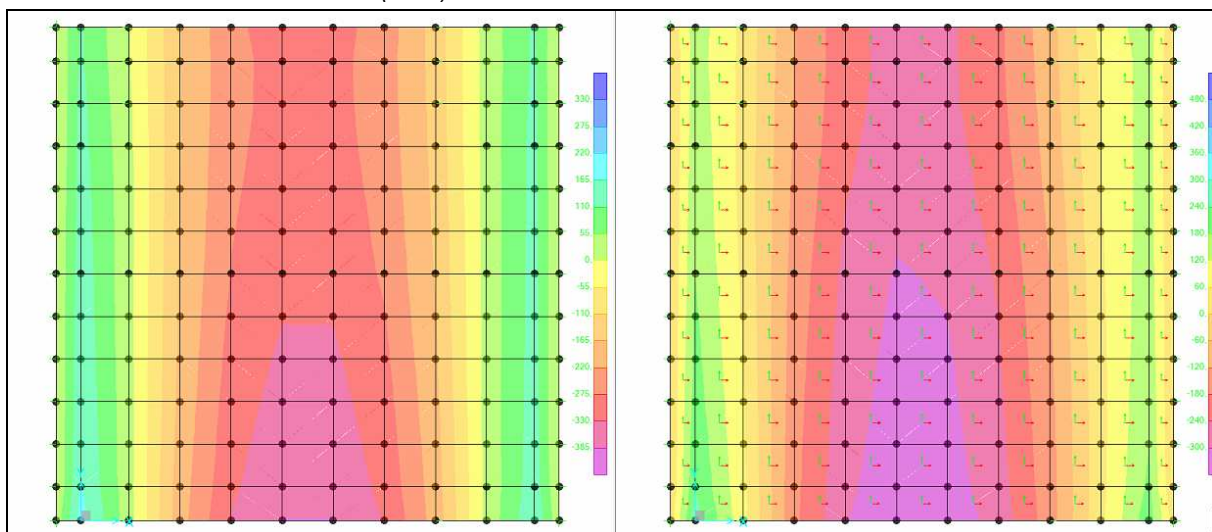
Caratteristiche sollecitazione involuppi massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

kNm	g1 (FASE 2)	INSLU _{min}	INSLU _{max}	INSLV _{min}	INSLV _{max}	INRAR _{min}	INRAR _{max}	INFR _{min}	INFR _{max}	INQP _{min}	INQP _{max}
M_{11sup}	98	290	495	34	288	148	365	123	288	120	132
M_{11mez}	110	228	420	100	210	143	326	128	277	112	154
M_{11inf}	127	235	435	50	360	150	320	162	280	157	184
V_{13sup}	5,6	-17	90	-45	67	-10	65	-15	49	-8	14
V_{13inf}	7	-70	96	-88	45	-43	70	-57	59	-52	-9
M₂₂	25	57	87	22	70	30	65	22	53	24	35
V₂₃	16	-52	69	-68	65	-40	45	-25	37	-23	23

- M_{11sup}** momento flettente 11 all'estremità superiore parete, in direzione trasversale
M_{11mez} momento flettente 11 mezzeria parete, in direzione trasversale
M_{11inf} momento flettente 11 all'estremità inferiore parete, in direzione trasversale
V_{13sup} sforzo di taglio 13 all'estremità superiore parete, in direzione trasversale
V_{13inf} sforzo di taglio 13 all'estremità inferiore parete, in direzione trasversale
M₂₂ momento flettente 22, in direzione longitudinale
V₂₃ sforzo di taglio 23 in direzione longitudinale

7.4.4 FONDAZIONE

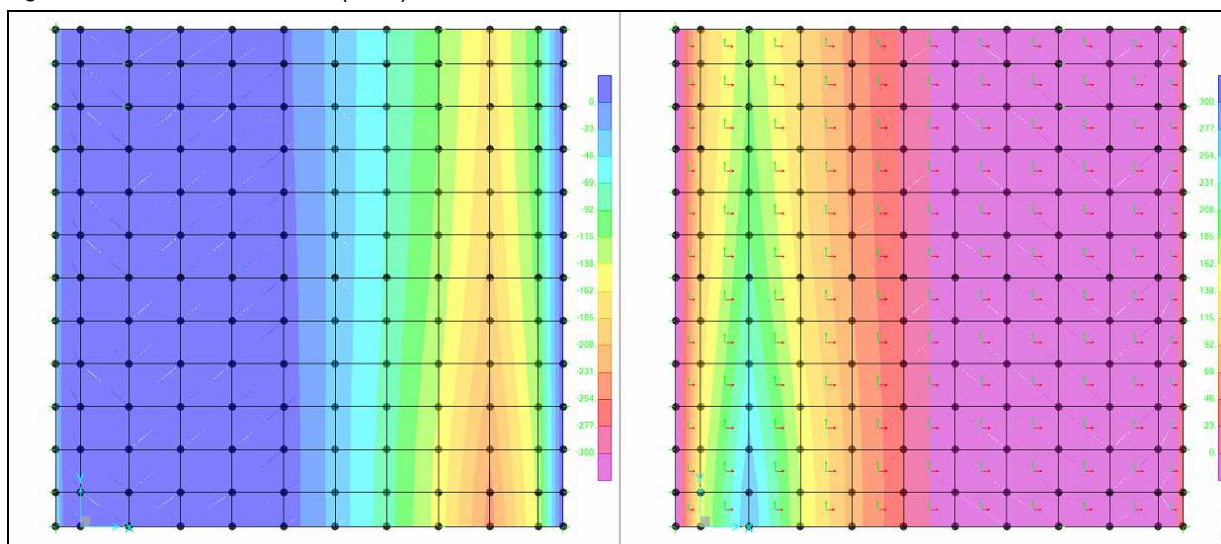
Momento flettente m_{11} min/max INSLU (kNm)



$M_{11 \min} = -393 \text{ kNm/m}$

$M_{11 \max} = 262 \text{ kNm/m}$

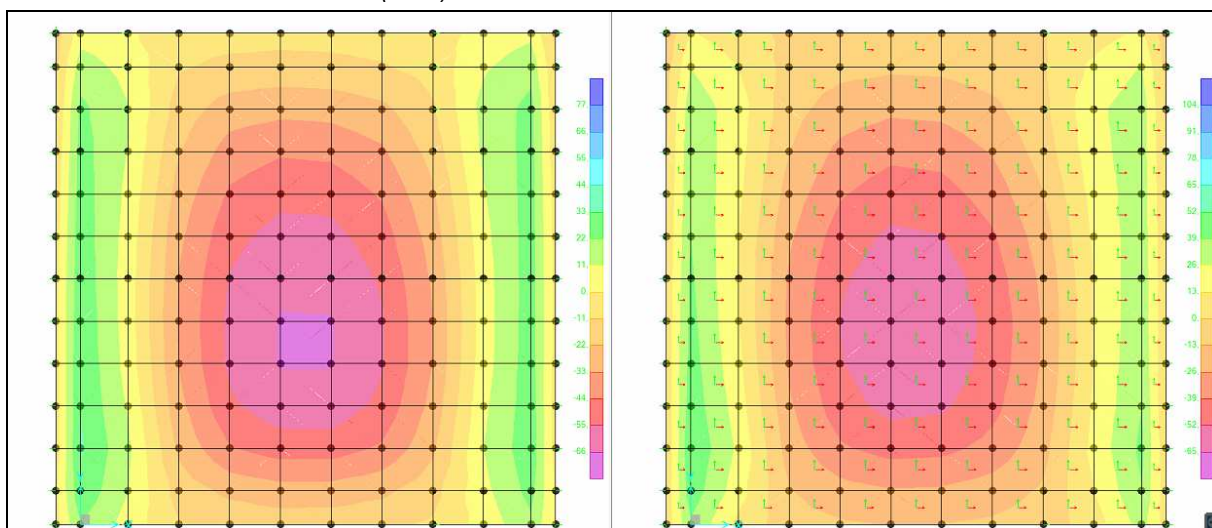
Sforzo tagliante v_{13} min/max INSLU (kNm)



$V_{13 \min} = -252 \text{ kN/m}$

$V_{13 \max} = 290 \text{ kN/m}$

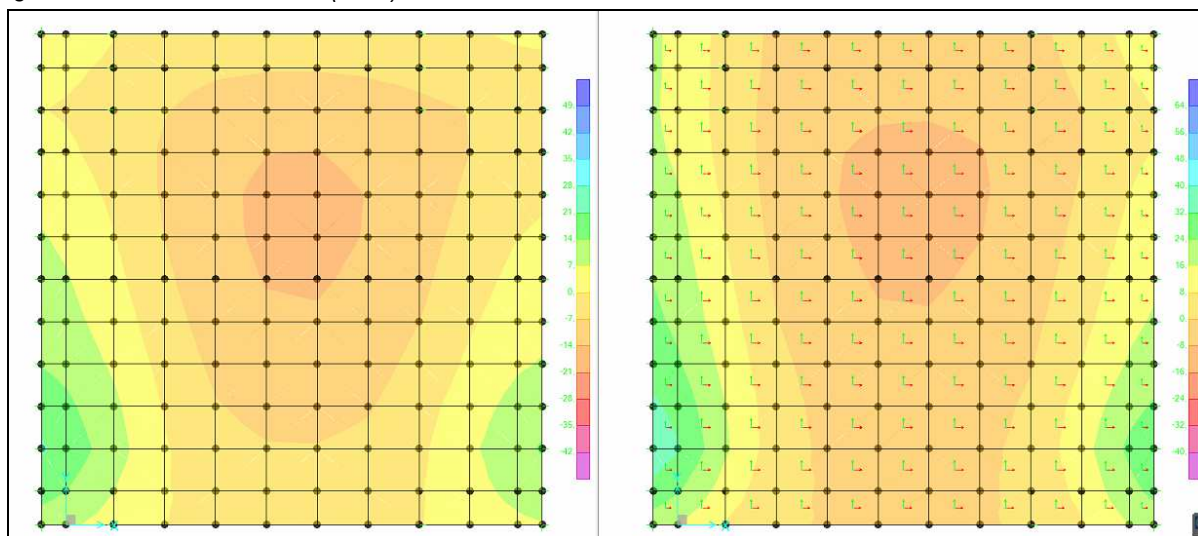
Momento flettente m_{22} min/max INSLU (kNm)



$$M_{22min} = -63 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22max} = 45 \text{ kNm/m}$$

Sforzo tagliante v_{23} min/max INSLU (kNm)



$$V_{23min} = -15 \text{ kN/m}$$

$$V_{23max} = 28 \text{ kN/m}$$

Caratteristiche sollecitazione involuppi massimi e minimi delle combinazioni considerate (unità di misura kN,m)

kNm	g1(FASE 2)	INSLU _{min}	INSLU _{max}	INSLV _{min}	INSLV _{max}	INRAR _{min}	INRAR _{max}	INFR _{min}	INFR _{max}	INQP _{min}	INQP _{max}
M_{11app}	68	168	262	12	196	96	180	76	162	73	98
M_{11mez}	-139	-393	-360	-285	-160	-290	-268	-252	-235	-183	-170
V_{13app}	-84/84	-252	290	-195	195	-179	205	-163	183	-113	110
M₂₂	+24/13	-63	45	-48	40	-47	34	-41	27	-30	18
V₂₃	-3,8/3,7	-15	28	-32	20	-11	26	-8	20	-6	+6

M_{11app} momento flettente 11 all'appoggio, in direzione longitudinale

M_{11mez} momento flettente 11 mezzaria, in direzione longitudinale

V_{13app} sforzo di taglio 13 all'appoggio, in direzione longitudinale

M₂₂ momento flettente 22, in direzione trasversale

V₂₃ sforzo di taglio 23 in direzione trasversale

7.4.5 PARETE PROVVISORIA DI RACCORDO TRATTO 2 – TRATTO 3

In attesa che venga costruito il Tratto 2 si raccorda il manufatto ad U con il manufatto esistente a valle del ponte di via Toti mediante la realizzazione di un muro provvisorio di raccordo in calcestruzzo armato incastrato alla platea del ponte, avente elevazione di altezza 3,70 m dall'estradosso di fondazione e spessore 40 cm.

Lo schema è quello di una mensola incastrata alla base, si considerano le seguenti condizioni relative all'altezza d'acqua presente all'interno del manufatto:

Condizione SLU e SLE caratteristica Rara

Evento Eccezionale altezza liquida $H_{ecc}=3,50 \text{ m}$

Condizione SLE frequente

Evento $T_r=200$ anni altezza liquida $H_{200}=2,75 \text{ m}$

Condizione SLE quasi permanente

Altezza liquida $H_{qp}=1,00 \text{ m}$

In via cautelativa, nell'analisi strutturale, non è stata considerata la spinta dell'acqua di falda presente sul lato esterno della parete. Si riportano in tabella i valori delle sollecitazioni per le condizioni considerate relative a una larghezza di un metro.

Caratteristiche della sollecitazione sezione di incastro parete-platea, (unità di misura kN,m)

kNm	SLU	SLEFR	SLEFR	SLEQP
M_{11inf}	96	71	35	2
V_{13inf}	65	48	27	3
M₂₂	21	15	8	1
V₂₃	14	10	6	1

M_{11inf} momento flettente 11 all'incastro parete-platea,

V_{13inf} sforzo di taglio 13 all'incastro parete-platea

M₂₂ momento flettente 22, in direzione trasversale

V₂₃ sforzo di taglio 23 in direzione trasversale

La platea di fondazione del ponte risente della presenza della parete di raccordo e delle azioni agenti su di essa. Per tener conto di tali effetti la parete è stata modellata nello stesso modello del ponte, e gli effetti sono risultati non significativi.

Si riportano le caratteristiche della sollecitazione in platea per le condizioni di carico analizzate per la parete (H_{ecc}, H₂₀₀, H_{qp}) e per le combinazioni di carico relative agli involucri analizzati.

Caratteristiche della sollecitazione platea

(unità di misura kN,m)

kNm	H _{ecc}	H ₂₀₀	H _{qp}	INSLU	INRAR	INFR	INQP
M_{11app}	12	7	1	278	192	169	98
M_{11mez}	-43	-22	-1	451	-333	-274	-184
V_{13app}	-5	-2	0	297	-184/200	-165/181	-113
M₂₂	-8	-5	0	74	55	-46	-30
V₂₃	-4	-2	0	23	-15	-10/18	-6

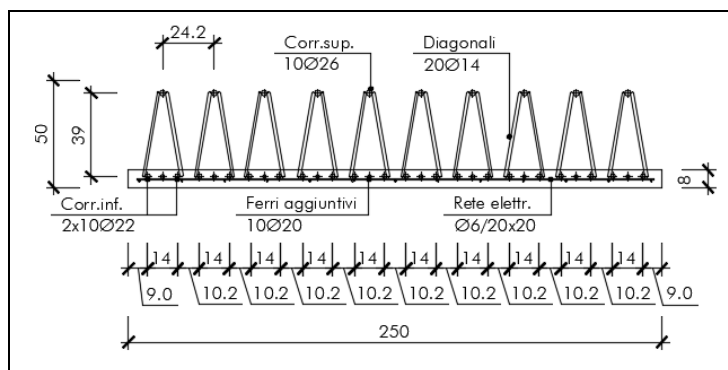
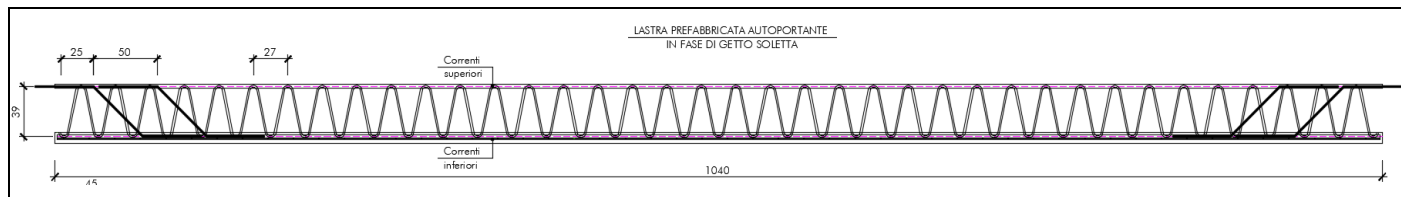
M_{11app} momento flettente 11 all'appoggio, in direzione longitudinale

M_{11mez} momento flettente 11 mezzaria, in direzione longitudinale

V_{13app} sforzo di taglio 13 all'appoggio, in direzione longitudinale

M₂₂ momento flettente 22, in direzione trasversale

V₂₃ sforzo di taglio 23 in direzione trasversale



Caratteristiche geometriche			
larghezza lastra	B	250	cm
spess. Lastra	s	8	cm
spess. Getto complet.	H	42	cm
Altezza tot solaio	H _{tot}	50	cm
Caratteristiche dei materiali (da N, cm)			
B450C f _{yk}		4500	f _{yd}
R _{ck}		400	f _{cd}
f _{ck}		332	σ _{cdrid}
f _{ctm}		30,99	f _{ctd} =
Campata massima:			
luce autoportante	L	1020	cm
Armatura			
Ø _{sup}		26	mm
A _{sup}		5,31	cmq
n.ferri superiori		1	
Ø _{inf}		22	mm
A _{inf}		3,80	cmq
n.ferri inferiori		2	
Ø _{inf,ag}		20	mm
A _{inf,ag}		3,14	cmq
n.ferri inf,ag		10	
A _{tot,inf} =		107,39	cmq
Ø _{staf}		14	mm
A _{staf}		1,54	cmq
Passo staffe L _c =		27	cm
Larghezza staffe b _t =		16,2	cm
α		71	°
β		12	°
H _{tral}		39	cm
Copriferro c		4	cm
c+Ø _{inf} / 2 c'		5,10	cm
n° tr/lastra		10	-
H _{tot tral} = H _{tral} + Ø _{sup} / 2 + Ø _{inf} / 2		41,40	cm

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Sezione composta lastra

$A_s =$	160,45	cmq
$A_c =$	2000	cmq
$A =$	160,46	cmq
$S_x' =$	2888	cmc
Asse neutro da lembo inf cop $Y_g =$	18,00	cm
$J =$	54.020	cm ⁴
$J_c =$	10.667	cm ⁴

Carichi

Peso specifico cls=	2500	daN/mc	
Sovraccarichi=	50	daN/mq	
Peso proprio solaio rif. Largh lastra=	3125	daN/m	1,35
Sovraccarichi mezzi d'opera=	125	daN/m	1,35
$q =$	4387,5	daN/m	

Sollecitazioni

$M_{max} =$	57.059	daNm
$T_{max} =$	22.376	daN

Verifica dei ferri superiori

Altezza utile traliccio $H_{ut} =$	39	cm
Sf.compr. Sup $N_{max} = M_{max}/H_{ut} =$	146306	daN
Sforzo corr.sup. $S_{c,sup} = N_{max}/n.tr$	14631	daN
Raggio d'inerzia $\rho_c =$	0,65	cm
Interasse staffe $L_c =$	27	cm
Coeff. Snellezza $\beta =$	1,00	
Lungh.libera inflessione $L_o =$	27	cm
Snellezza $\lambda_c = L_o/r_c$	42	
$\chi =$	0,78	
Sforzo res. Instab. $N_{b,rd} =$	16164	daN
Fattore sicurezza FS=	0,91	

Tensione barre sup $\sigma_{sup,max} =$	2.757	daN/cm ²	$\leq f_{yd}$
$\sigma_{sup,max} / f_{yd} =$	0,70		

Verifica dei ferri inferiori

Tensione barre inf $\sigma_{inf,max} =$	1.362	daN/cm ²	$\leq f_{yd}$
$\sigma_{inf,max} / f_{yd} =$	0,35		

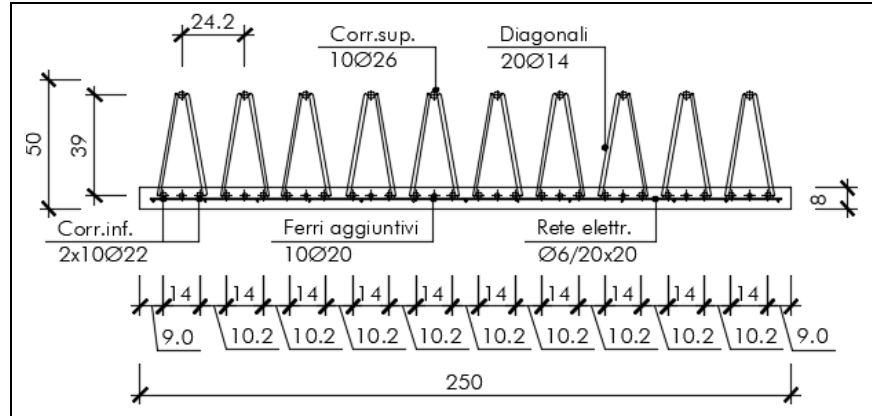
Verifica dei ferri diagonali

Larghezza diagonali $B_{inf} =$	16,20	cm	
Altezza diag. da soletta $H_{staf} =$	36,20		
$d =$	15,74		
Lunghezza staffa $L_{staf} =$	39,48	cm	
$\sin \alpha =$	0,94		
$\cos \beta =$	0,98		
Sforzo compressione staffa $S_{max} =$	1209	daN	
$\sigma_{staf} =$	786	daN/cm ²	$\leq f_{yd}$
$FS = \sigma_{staf} / f_{yd} =$	0,20		
Raggio d'inerzia $\rho_{st} =$	0,35	cm	
$n.tral =$	10		
$L_{staf} =$	39,48	cm	
Coeff. Snellezza=	1,00		
Lungh. Libera inflessione $L_o =$	39,48	cm	
Snellezza $\lambda_{st} = L_o / r_{st}$	112,8		
$\chi =$	0,27		1608,58
Sforzo res. Instab $N_{b,rd} =$	1609	daN	1267,00
Fattore sicurezza FS=	0,75		

Verifica a deformazione e fessurazione sle

$$\begin{aligned}
 B &= 2,50 \text{ m} && \text{larghezza lastra} \\
 g &= 2,50 \times 0,50 \times 25,00 \text{ kN/m}^3 && = 31,25 \text{ kN/m} \\
 L &= 10,20 \text{ m} && \text{luce calcolo} \\
 M_{\max} &= g L^2 / 8 && = 406,40 \text{ kNm} \quad \text{mom. flettente massimo}
 \end{aligned}$$

Geometria



$$\begin{aligned}
 y_{gf} &= 17,99 \text{ cm} && \text{baricentro sez. fessurata} && J_{xf} &= 53.977 \text{ cm}^4 && \text{m. inerzia sez. fess (acciaio)} \\
 y_g &= 8,72 \text{ cm} && \text{baricentro sez. non fessurata} && J_x &= 486.100 \text{ cm}^4 && \text{m. inerzia sez. non fess (riferito al cls)} \\
 E_c &= 330.000 \text{ daN/cm}^2 && \text{mod. el. calcestruzzo} && E_a &= 2.100.000 \text{ daN/cm}^2 && \text{mod. el. acciaio} \\
 R_{ck} &= 400 \text{ daN/cm}^2 && \text{resistenza caratteristica cubica} \\
 f_{ctm} &= 30,99 \text{ daN/cm}^2 && \text{resistenza a trazione del calcestruzzo} \\
 N_{cr} &= f_{ctm} A_{id} = 831 \text{ kN} && \text{sforzo normale di fessurazione lastra} \\
 M_{cr} &= N_{cr} h = 324,00 \text{ kNm} && \text{mom. prima fessurazione} \leq M_{\max} && \text{la sezione si fessura} \\
 f_{fes} &= 5 g L^4 / (384 E_a J_{xf}) && = 3,89 \text{ cm} && \text{freccia sezione fessurata} \\
 f_{int} &= 5 g L^4 / (384 E_a J_x) && = 2,75 \text{ cm} && \text{freccia sezione non fessurata} \\
 \beta &= M_{cr} / M_{\max} = 0,80 && \xi = 1 - c\beta^2 = 0,68 && \text{dove } c = 0,50 \\
 f^* &= \xi f_{fes} + (1 - \xi) f_{int} && = 3,53 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

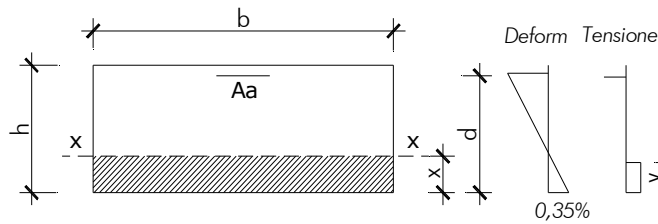
Una volta effettuato il getto la struttura cambia schema statico, si crea l'incastro in corrispondenza della spalla, quindi la viscosità agisce su uno schema diverso, se il peso del getto fosse supportato dalla struttura incastrata lo spostamento a tempo infinito da calcolo risulta 0,4 cm, quindi la situazione reale sarà intermedia fra le due.

$$L / f^* = 1020 / 3,58 = 285 \quad \text{spostamento accettabile in fase di getto}$$

7.5.2 IMPALCATO

Travi impalcato, momento flettente sezione incastro

Verifiche di resistenza SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	50,00	Altezza utile d	45,00
Area armatura 10Φ22 A _a	38,00		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,158	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	7,90	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	41,05	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	610,37	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	492,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	572,63	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,16

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	45,00
Area armatura 10Φ22 A _a	38,00	Sforzo normale N _d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,67	Effetto ingranamento < 2	1,67
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,008	Effetto spinotto < 0,02	0,008
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione < 0,20f _{cd}	37,63
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,34	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	195,26	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	273,41	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	273,41	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	378,00	Sforzo tagliante sollecitante	

Sforzo tagliante con ferri piegati

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza h	50,00
Altezza utile d	45,00	Diametro ferri piegati	1,40
Area ferri pieg Ø14/20 A _w	7,70	Passo staffe s	50,00
Inclinazione arm. α	45,00	Inclinazione arm. α (rad)	0,79
Caratteristiche meccaniche			
Coef. maggiorativo α _c	1	Coef. distribuzione tensione v	0,5
Perc. meccanica arm. trasv. $\omega_{sw} = A_{wy} / (b s f_c)$	0,032	cot θ	4,59
Sforzo tagliante resistente con armatura [kN]			
cotθ compreso tra 1 e 2,5 $V_{rd} = V_{rs} = V_{rc}$	964,83	Sforzo tagliante resistente	
cotθ > 2,5 $V_{rd} = V_{rs}$	604,01	Sforzo tagliante resistente	
cotθ < 1 $V_{rd} = V_{rc}$	3.809,70	Sforzo tagliante resistente	
$V_{sd} =$	378,00	Sforzo tagliante sollecitante	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite di esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	45,00
Copri ferro compressione	5,00	Altezza sezione h	50,00
Area armatura tesa 15Φ26 A _a	38,00	Area armatura compr. 3Φ16 A _a	0,00
Asse neutro x	17,66		
Momento inerzia J _{xx}	609.652		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	364,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	105,42	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	2.448,93	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico frequente			
Momento sollecitante [kNm]	288,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	83,41	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.937,62	Tensione acciaio teso	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	129,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	37,36	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	867,89	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm,

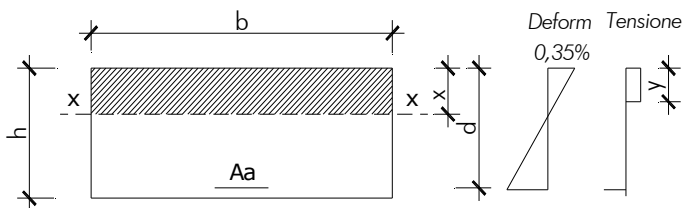
per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.130$ daN/cm² diametro mas. Φ 22 distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.730$ daN/cm² diametro mas Φ 25 distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è Φ 22 la distanza massima barre 10 cm, verifica soddisfatta

Travi impalcato, momento flettente sezione di mezzzeria

Verifiche di resistenza SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	50,00	Altezza utile d	45,00
Area armatura 8Φ22+4Φ20 A _a	28,56		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,119	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	5,94	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	42,03	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	469,71	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	340,65
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	437,67	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,28

N.B. Si sono considerati 26,16 cm² di armatura, togliendo 14,40 cm²/m necessari in fase di getto della soletta sulle lastre predalle, il momento flettente è quello da diagramma $M_{11} = 340$ kNm

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite di esercizio SLE

Per queste verifiche si tiene conto della tensione sviluppatasi in fase di getto delle lastre nelle barre di armatura inferiore (schema statico semplice appoggio), dovuta al solo carico permanente g_1 e si somma questa con la tensione dovuta alla combinazione di carichi agli SLE diminuita dell'aliquota g_1 già considerata:

FASE 1 di getto (lastra semplicemente appoggiata) $\sigma_{fase1} = 970 \text{ daN/cm}^2$ tensione armatura

FASE 2 sezione scatolare chiusa

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	45,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	50,00
Area armatura tesa $8\Phi 22+4\Phi 20$ A_a	42,96	Area armatura compr. $3\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	18,49		
Momento inerzia J_{xx}	663.584		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	252,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	70,20	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.510,35	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico frequente			
Momento sollecitante [kNm]	182,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	50,70	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.090,81	Tensione acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	25,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	6,96	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	149,84	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Combinazione Rara $\sigma = 970 + 1510 = 2.480,00 \text{ daN/cm}^2 \leq 3.600,00 \text{ daN/cm}^2$ verific. soddisfatta

Combinazione frequente $\sigma = 970 + 1091 = 2.061 \text{ daN/cm}^2$

Combinazione quasi perm. $\sigma = 970 + 150 = 1.120 \text{ daN/cm}^2$

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3 \text{ mm}$, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2 \text{ mm}$,

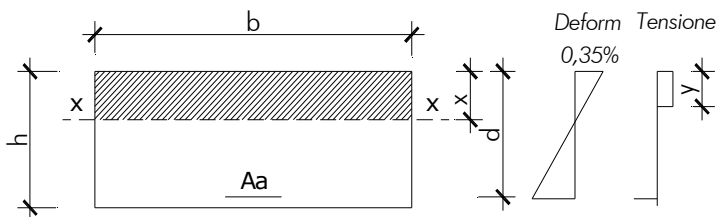
per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.130 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas. $\Phi 22$ distanza barre 23 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600 \text{ daN/cm}^2$, diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

il diametro massimo utilizzato è $\Phi 22$ e $\Phi 20$ la distanza massima barre 7 cm, verifica soddisfatta.

Traversi impalcato, momento flettente

Verifiche di resistenza SLU



“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	50,00	Altezza utile d	40,00
Area armatura $\Phi 14/20$ A_a	7,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,032	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,60	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	39,20	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	118,11	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	67,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	110,91	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,66

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	40,00
Area armatura 5 $\Phi 14$ A_a	7,70	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,71	Effetto ingranamento < 2	1,71
$\phi_l = A_a (b d)$	0,002	Effetto spinotto $< 0,02$	0,002
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,50	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	179,92	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	152,06	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max (V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	179,92	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	67,00	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	2,69	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite di esercizio SLE

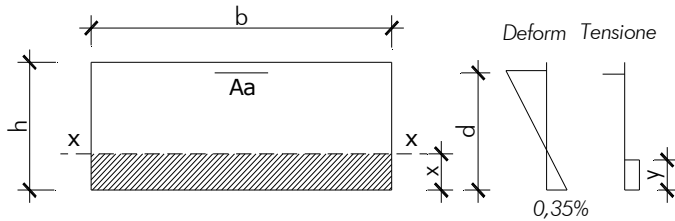
Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	40,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	50,00
Area armatura tesa $\Phi 14/20$ A_a	7,70	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	8,53		
Momento inerzia J_{xx}	135.075		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	50,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	31,56	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.747,55	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico frequente			
Momento sollecitante [kNm]	34,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	21,46	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.188,33	Tensione acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	0,40		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	0,25	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	13,98	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 16$ distanza barre 20 cm per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm il diametro utilizzato è $\Phi 14$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

7.5.3 SPALLE

Momento flettente m_{11} sezione incastro con impalcato

Verifiche di resistenza SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	65,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura $\Phi 18/10$ A_a	25,40		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,081	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	5,28	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	57,36	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	570,09	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	495,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	530,29	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,07

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura $\Phi 18/10$ A_a	25,40	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,58	Effetto ingranamento < 2	1,58
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,004	Effetto spinotto $< 0,02$	0,004
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,00	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	239,71	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	274,07	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	274,07	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	96,00	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	2,85	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite di esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Copri ferro compressione	5,00	Altezza sezione h	65,00
Area armatura tesa $\Phi 18/10$ A _a	25,40	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A _a	0,00
Asse neutro x	17,91		
Momento inerzia J _{xx}	866.466		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	340,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	70,27	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	2.477,47	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico frequente			
Momento sollecitante [kNm]	275,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	56,84	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	2.003,83	Tensione acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	180,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	37,20	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.311,60	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per questa sezione le sollecitazioni sono leggermente inferiori a quelle all'attacco spalla-impalcato quindi la verifica si effettua per l'armatura $\Phi 18/10$

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm,

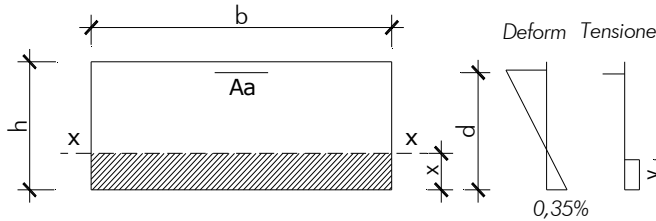
per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 18$ distanza barre 21 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è $\Phi 18$ la distanza massima barre 10 cm, verifica soddisfatta.

Momento flettente m_{11} , sezione incastro con fondazione

Verifiche stato limite ultimo



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	65,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura $\Phi 18/10$ A_a	25,40		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,081	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	5,28	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	57,36	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	570,09	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	435,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	530,29	$C.S = M_{yd} / M_{sd}$	1,22

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite di esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	65,00
Area armatura tesa $\Phi 18/10$ A _a	25,40	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A _a	0,00
Asse neutro x	17,91		
Momento inerzia J _{xx}	866.466		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	320,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	66,14	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	2.331,73	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico frequente			
Momento sollecitante [kNm]	280,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	57,87	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	2.040,27	Tensione acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	180,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	37,20	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.311,60	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm,

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 18$ distanza barre 21 cm

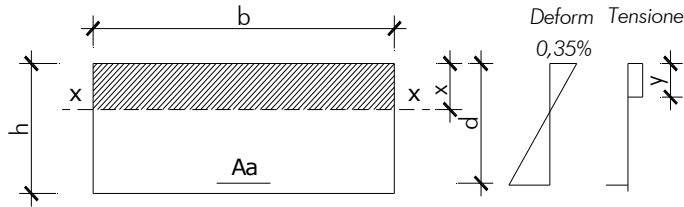
per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è $\Phi 18$ la distanza massima barre 10 cm, verifica soddisfatta.

7.5.4 PARETE PROVVISORIA DI RACCORDO TRATTO 2 – TRATTO 3

Momento flettente m_{11} sezione incastro

Verifiche di resistenza SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	40,00	Altezza utile d	35,00
Area armatura $\Phi 18/20$ A_a	12,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,066	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	2,64	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	33,68	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	167,37	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	96,0
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	155,83	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,62

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	35,00
Area armatura 5 $\Phi 18$ A_a	12,70	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,76	Effetto ingranamento < 2	1,76
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,004	Effetto spinotto $< 0,02$	0,004
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,69	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	164,23	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	169,06	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max (V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	169,06	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	65,00	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	2,60	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite di esercizio SLE

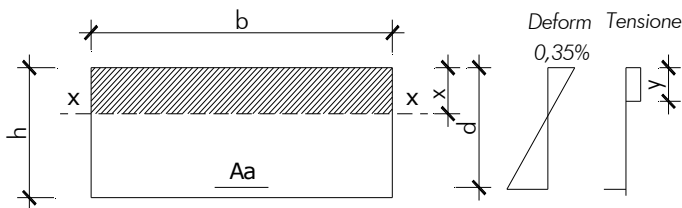
Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	35,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	40,00
Area armatura tesa $\Phi 18/20$ A_a	12,70	Area armatura compr. $3\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	9,80		
Momento inerzia J_{xx}	152.348		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [KNm]	71,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	45,67	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,6 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.761,71	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico frequente			
Momento sollecitante [KNm]	35,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	22,51	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	868,45	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [KNm]	2,30		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1,29	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	49,63	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,8 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 18$ distanza barre 20 cm per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm il diametro utilizzato è $\Phi 18$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta.

7.5.5 FONDAZIONE

Momento flettente m_{11} sezione incastro

Verifiche di resistenza SLU



Per il momento flettente di questa sezione vale quanto visto per quella di attacco spalla-fondazione, la geometria e l'armatura sono le stesse le sollecitazioni sono inferiori, stessa cosa anche per le verifiche tensionali allo SLE. La presenza della parete provvisoria incrementa la sollecitazione rispetto al modello senza parete ma rimane comunque inferiore a quello di verifica della sezione di attacco spalla-fondazione a cui si rimanda. Infatti:

$M_{11} = 435$ kNm	mom. flettente SLU spalla >	$M_{11} = 278$ kNm	mom. flettente SLU fondazione con parete
$M_{11} = 320$ kNm	mom. flettente SLE _{er} spalla >	$M_{11} = 192$ kNm	mom. flettente SLE _{er} fondazione con parete
$M_{11} = 280$ kNm	mom. flettente SLE _{fr} spalla >	$M_{11} = 169$ kNm	mom. flettente SLE _{fr} fondazione con parete
$M_{11} = 180$ kNm	mom. flettente SLE _{eq} spalla >	$M_{11} = 98$ kNm	mom. flettente SLE _{eq} fondazione con parete

Mentre per lo sforzo tagliante si considera il valore derivante dal modello con la presenza della parete rispetto al modello senza parete $v_{13} = 290$ kN sf. tagliate SLU senza parete $v_{13} = 297$ kN sf. tagliante SLU con parete

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura 5Φ14 A _a	25,40	Sforzo normale N _d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,58	Effetto ingranamento < 2	1,58
$\phi_l = A_a / (b d)$	0,004	Effetto spinotto < 0,02	0,004
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione < 0,20f _{cd}	37,63
$V_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,00	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	239,71	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp}) b d$ [kN]	274,07	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max (V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	274,07	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	297,00	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	0,92	Coefficiente sicurezza	

Sforzo tagliante con armatura

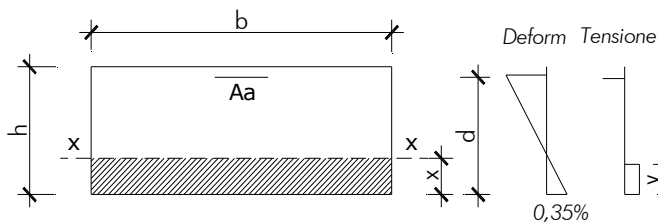
Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza h	65,00
Altezza utile d	60,00	Diametro ferri piegati	1,40
Area ferri pieg Ø14/20 A _w	7,70	Passo staffe s	100,00
Inclinazione arm. α	45,00	Inclinazione arm. α (rad)	0,79
Caratteristiche meccaniche			
Coef. maggiorativo α _c	1	Coef. distribuzione tensione v	0,5
Perc. meccanica arm. trasv. ω _{sw} = A _w f _y / (b s f _c)	0,016	cot θ	6,57
Sforzo tagliante resistente con armatura [kN]			
cotθ compreso tra 1 e 2,5 V _{rd} = V _{rs} = V _{rc}	870,81	Sforzo tagliante resistente	
cotθ > 2,5 V _{rd} = V _{rs}	402,67	Sforzo tagliante resistente	
cotθ < 1 V _{rd} = V _{rc}	5.079,60	Sforzo tagliante resistente	
$V_{sd} =$	297,00	Sforzo tagliante sollecitante	

Momento flettente m₁₁ sezione di mezzzeria

A seguito della realizzazione della parete provvisoria il momento flettente m₂₂ subisce un leggero aumento rispetto al valore che si ottiene senza di essa e con questi si effettuano le verifiche

M ₁₁ = -393 kNm mom. flettente SLU senza parete	M ₁₁ = -451 kNm mom. flettente SLU con parete
M ₁₁ = -290 kNm mom. flettente SLE rar senza parete	M ₁₁ = -333 kNm mom. flettente SLE rar con parete
M ₁₁ = -252 kNm mom. flettente SLE fr senza parete	M ₁₁ = -274 kNm mom. flettente SLE fr con parete
M ₁₁ = -183 kNm mom. flettente SLE qper senza parete	M ₁₁ = -184 kNm mom. flettente SLE qper con parete

Verifica stato limite ultimo



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	65,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura Φ18/10 A _a	25,40		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,081	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	5,28	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	57,36	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	570,09	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	451,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	530,29	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,18

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite di esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	65,00
Area armatura tesa $\Phi 18/10$ A_a	25,40	Area armatura compr. $3\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	17,91		
Momento inerzia J_{xx}	866.466		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	333,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	68,83	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	2.426,46	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico frequente			
Momento sollecitante [kNm]	274,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	56,63	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.996,55	Tensione acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	184,00		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	38,03	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.340,75	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm,

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.300$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 18$ distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è $\Phi 18$ la distanza massima barre 10 cm, verifica soddisfatta.

Momento flettente m_{22} (trasversale)

A seguito della realizzazione della parete provvisoria il momento flettente m_{22} subisce un leggero aumento rispetto al valore che si ottiene senza di essa e con questi si effettuano le verifiche

$M_{22} = 63$ kNm mom. flettente SLU senza parete

$M_{22} = 74$ kNm mom. flettente SLU con parete

$M_{22} = 47$ kNm mom. flettente SLE rar senza parete

$M_{22} = 55$ kNm mom. flettente SLE rar con parete

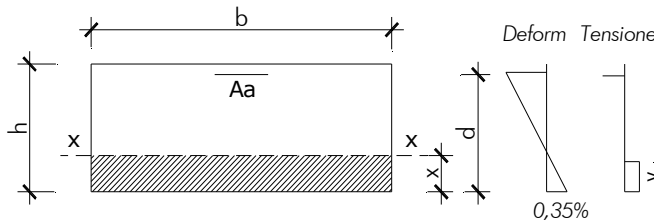
$M_{22} = 41$ kNm mom. flettente SLE fr senza parete

$M_{22} = 46$ kNm mom. flettente SLE fr con parete

$M_{22} = 30$ kNm mom. flettente SLE qper senza parete

$M_{22} = 30$ kNm mom. flettente SLE qper con parete

Geometria



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	65,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura $\Phi 14/20$ A_a	7,70		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,025	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,60	Altezza stress block	
$d^* = (d - 0,5y)$ [cm]	59,20	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	178,37	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	74,00
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	168,72	C.S = M_{yd} / M_{sd}	2,28

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura $\Phi 14/20$ A_a	7,70	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1+(200/d)^{1/2}$	1,58	Effetto ingranamento < 2	1,58
$\phi_l = A_a / (b \cdot d)$	0,001	Effetto spinotto $< 0,02$	0,001
$\sigma_{cp} = N_d / (b \cdot d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,00	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$ [kN]	239,71	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d$ [kN]	184,11	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	239,71	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	30,00	Sforzo tagliante sollecitante	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite di esercizio SLE

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	65,00
Area armatura tesa $\Phi 14/20$ A_a	7,70	Area armatura compr. $3\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	10,67		
Momento inerzia J_{xx}	321.556		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	55,00		
$\sigma_c = M_x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	18,26	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.265,52	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico frequente			
Momento sollecitante [kNm]	46,00		
$\sigma_c = M_x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	15,27	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.058,44	Tensione acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	30,00		
$\sigma_c = M_x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	9,96	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	690,29	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 16$ distanza barre 20 cm, per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm il diametro utilizzato è $\Phi 14$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

7.6 VERIFICHE A DEFORMAZIONE SLE

Si riporta il valore del massimo spostamento in campata per la condizione di carico da traffico, che prevede le tre colonne di carico, schema 1, con carichi concentrati in mezzzeria e distribuiti sulle restanti parti della struttura a questo si aggiunge anche lo spostamento indotto dai permanenti portati. La sezione reagente è quella non fessurata, secondo quanto previsto dalle normative tecniche deve essere lo spostamento così ottenuto $\leq 1/700$ della luce

$$\Delta (g+q) = 0,60 \text{ cm} \leq 1/700 (1060 \text{ cm}) = 1,51 \text{ cm}$$

Lo spostamento dovuto ai carichi permanenti strutturali è di 0,23 cm.

7.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.7.1 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Si riporta la verifica della capacità portante per la combinazione di carico 4 statica (più gravosa di quelle sismiche):

$$1,35 g_1 + 1,50 g_2 + 1,35 (q_{2b} + q_{3b}) + 1,35 A_{cq}$$

Da cui si ha

$$N_d = 16.517,00$$

forza di compressione verticale

$$e_x = 83 \text{ cm}$$

ecc. direzione x

$$e_y = 38 \text{ cm}$$

ecc. direzione y

Si riportano i valori delle molle per le condizioni elementari fondamentali (unità di misura kN)

Nodi	g1	g2	q2b	q3b	Sp.ter	Sp.sov	Sp.fal	Acq	sis.x	sis.y
F1001	6,21	1,34	5,23	1,16	-0,11	-0,05	-0,05	3,13	4,28	3,97
F1002	17,55	3,68	14,41	3,22	-0,22	-0,10	-0,10	9,35	10,72	11,35
F1003	21,06	4,12	16,18	3,68	-0,08	-0,04	-0,04	12,98	9,85	13,90
F1004	18,79	3,30	12,95	3,07	0,08	0,04	0,04	13,94	6,30	12,72
F1005	16,22	2,50	9,45	2,47	0,19	0,08	0,09	14,25	3,33	11,30
F1006	14,82	2,06	6,73	2,14	0,24	0,10	0,11	14,42	1,14	10,52
F1007	14,80	2,06	4,86	2,14	0,24	0,10	0,11	14,41	1,49	10,47
F1008	16,19	2,49	3,75	2,46	0,19	0,08	0,09	14,23	3,77	11,15
F1009	18,73	3,28	3,25	3,06	0,09	0,04	0,04	13,90	6,80	12,46
F1010	20,98	4,10	2,99	3,66	-0,08	-0,03	-0,04	12,93	10,42	13,55
F1011	17,47	3,67	2,18	3,21	-0,22	-0,10	-0,10	9,31	11,17	11,02
F1012	6,18	1,33	0,72	1,15	-0,11	-0,05	-0,05	3,11	4,43	3,85
F1013	13,97	3,01	11,23	2,46	-0,24	-0,10	-0,11	7,05	9,69	7,75
F1014	39,47	8,29	30,85	6,82	-0,50	-0,22	-0,23	21,05	24,28	22,07
F1015	48,20	9,45	35,06	7,90	-0,20	-0,09	-0,10	29,62	22,82	27,37
F1016	42,60	7,52	27,60	6,50	0,16	0,07	0,07	31,32	14,50	24,65
F1017	37,01	5,78	20,09	5,22	0,39	0,17	0,18	32,00	7,73	21,86
F1018	33,94	4,83	14,21	4,54	0,50	0,21	0,23	32,37	2,56	20,30
F1019	33,92	4,82	10,11	4,53	0,50	0,21	0,23	32,36	3,24	20,20
F1020	36,94	5,76	7,64	5,21	0,39	0,17	0,18	31,96	8,55	21,53
F1021	42,47	7,49	6,43	6,47	0,16	0,07	0,08	31,25	15,44	24,10
F1022	48,02	9,41	5,82	7,87	-0,20	-0,09	-0,09	29,52	23,87	26,61
F1023	43,67	9,17	4,52	7,55	-0,56	-0,24	-0,26	23,29	27,91	23,75
F1024	13,91	3,00	1,33	2,45	-0,24	-0,10	-0,11	7,02	9,98	7,49
F1025	15,50	3,34	11,70	2,53	-0,27	-0,12	-0,12	7,83	10,80	6,94
F1026	43,88	9,21	32,11	7,00	-0,56	-0,24	-0,26	23,39	27,14	19,74
F1027	52,95	10,39	35,83	7,97	-0,24	-0,10	-0,11	32,43	25,28	24,05
F1028	47,65	8,46	28,47	6,63	0,16	0,07	0,07	34,77	16,40	21,89
F1029	41,58	6,57	20,57	5,31	0,41	0,17	0,19	35,51	8,79	19,32
F1030	38,25	5,53	14,36	4,60	0,52	0,22	0,24	35,91	2,85	17,89
F1031	38,22	5,53	10,00	4,60	0,52	0,22	0,24	35,90	3,42	17,78
F1032	41,50	6,55	7,29	5,30	0,41	0,17	0,19	35,47	9,47	18,99
F1033	47,52	8,43	5,86	6,61	0,16	0,07	0,07	34,70	17,17	21,33
F1034	52,76	10,36	4,99	7,94	-0,23	-0,10	-0,11	32,33	26,12	23,28
F1035	43,70	9,17	3,35	6,97	-0,56	-0,24	-0,26	23,30	27,84	19,01
F1036	15,44	3,33	1,05	2,52	-0,27	-0,11	-0,12	7,79	11,05	6,66
F1037	15,50	3,34	10,93	2,32	-0,27	-0,11	-0,12	7,83	10,85	5,28
F1038	43,89	9,21	29,93	6,41	-0,56	-0,24	-0,26	23,39	27,28	15,00
F1039	53,05	10,42	33,23	7,28	-0,24	-0,10	-0,11	32,42	25,47	18,20
F1040	47,85	8,52	26,24	6,03	0,14	0,06	0,07	34,75	16,59	16,47
F1041	41,85	6,65	18,77	4,80	0,39	0,17	0,18	35,49	8,93	14,46
F1042	38,56	5,63	12,88	4,14	0,50	0,22	0,23	35,89	2,84	13,32
F1043	38,54	5,63	8,72	4,13	0,50	0,22	0,23	35,87	3,23	13,22
F1044	41,78	6,64	6,07	4,79	0,39	0,17	0,18	35,45	9,38	14,15
F1045	47,72	8,49	4,58	6,01	0,15	0,06	0,07	34,69	17,10	15,95
F1046	52,87	10,39	3,60	7,25	-0,24	-0,10	-0,11	32,33	26,04	17,48
F1047	43,73	9,17	2,18	6,38	-0,56	-0,24	-0,26	23,31	27,77	14,30
F1048	15,44	3,32	0,63	2,31	-0,27	-0,11	-0,12	7,80	11,02	5,02
F1049	15,50	3,33	10,16	2,11	-0,27	-0,11	-0,12	7,83	10,89	3,63
F1050	43,91	9,21	27,74	5,82	-0,56	-0,24	-0,26	23,40	27,42	10,28
F1051	53,11	10,44	30,61	6,59	-0,24	-0,11	-0,11	32,42	25,63	12,41
F1052	47,96	8,55	23,99	5,42	0,14	0,06	0,06	34,75	16,72	11,16

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

F1053	42,00	6,70	16,96	4,29	0,38	0,16	0,18	35,48	9,03	9,73
F1054	38,74	5,69	11,41	3,67	0,49	0,21	0,23	35,87	2,85	8,91
F1055	38,71	5,68	7,44	3,67	0,49	0,21	0,23	35,86	3,06	8,81
F1056	41,94	6,69	4,86	4,28	0,38	0,16	0,18	35,44	9,26	9,44
F1057	47,85	8,53	3,30	5,40	0,14	0,06	0,07	34,69	17,00	10,67
F1058	52,95	10,41	2,21	6,57	-0,24	-0,10	-0,11	32,34	25,95	11,74
F1059	43,75	9,17	1,01	5,80	-0,56	-0,24	-0,26	23,32	27,70	9,63
F1060	15,44	3,32	0,21	2,10	-0,26	-0,11	-0,12	7,80	11,00	3,38
F1061	15,50	3,33	9,39	1,90	-0,27	-0,11	-0,12	7,83	10,93	2,00
F1062	43,92	9,21	25,55	5,24	-0,56	-0,24	-0,26	23,40	27,54	5,63
F1063	53,14	10,45	27,99	5,90	-0,25	-0,11	-0,11	32,43	25,77	6,72
F1064	48,02	8,57	21,74	4,82	0,14	0,06	0,06	34,75	16,85	5,98
F1065	42,08	6,72	15,15	3,77	0,37	0,16	0,17	35,48	9,12	5,14
F1066	38,83	5,72	9,94	3,21	0,49	0,21	0,22	35,87	2,88	4,65
F1067	38,81	5,71	6,18	3,20	0,49	0,21	0,22	35,86	2,92	4,56
F1068	42,02	6,71	3,67	3,76	0,37	0,16	0,17	35,44	9,16	4,87
F1069	47,92	8,55	2,04	4,80	0,14	0,06	0,06	34,69	16,90	5,52
F1070	52,99	10,42	0,84	5,88	-0,24	-0,11	-0,11	32,35	25,86	6,10
F1071	43,77	9,18	-0,17	5,21	-0,56	-0,24	-0,26	23,33	27,64	5,02
F1072	15,45	3,32	-0,21	1,89	-0,26	-0,11	-0,12	7,81	10,97	1,77
F1073	15,51	3,33	8,61	1,69	-0,27	-0,11	-0,12	7,84	10,97	0,54
F1074	43,93	9,21	23,35	4,65	-0,56	-0,24	-0,26	23,41	27,65	1,47
F1075	53,16	10,45	25,37	5,21	-0,25	-0,11	-0,11	32,43	25,91	1,65
F1076	48,05	8,58	19,48	4,22	0,13	0,06	0,06	34,75	16,96	1,41
F1077	42,11	6,73	13,35	3,26	0,37	0,16	0,17	35,48	9,21	1,19
F1078	38,86	5,73	8,48	2,74	0,48	0,21	0,22	35,87	2,95	1,06
F1079	38,84	5,72	4,93	2,74	0,48	0,21	0,22	35,86	2,82	1,03
F1080	42,06	6,72	2,48	3,25	0,37	0,16	0,17	35,45	9,07	1,10
F1081	47,95	8,56	0,79	4,20	0,14	0,06	0,06	34,70	16,82	1,26
F1082	53,02	10,42	-0,54	5,19	-0,24	-0,11	-0,11	32,36	25,78	1,44
F1083	43,79	9,18	-1,34	4,63	-0,56	-0,24	-0,26	23,34	27,58	1,26
F1084	15,46	3,32	-0,64	1,68	-0,26	-0,11	-0,12	7,81	10,95	0,46
F1085	15,51	3,33	7,84	1,49	-0,27	-0,11	-0,12	7,84	11,01	1,44
F1086	43,94	9,21	21,14	4,07	-0,56	-0,24	-0,26	23,41	27,76	4,12
F1087	53,17	10,45	22,75	4,52	-0,25	-0,11	-0,11	32,44	26,04	5,09
F1088	48,05	8,58	17,22	3,61	0,13	0,06	0,06	34,76	17,07	4,73
F1089	42,10	6,73	11,53	2,74	0,37	0,16	0,17	35,49	9,31	4,28
F1090	38,85	5,72	7,00	2,27	0,49	0,21	0,22	35,88	3,05	4,06
F1091	38,83	5,72	3,66	2,27	0,49	0,21	0,22	35,87	2,77	4,13
F1092	42,05	6,72	1,28	2,73	0,37	0,16	0,17	35,46	9,01	4,49
F1093	47,96	8,56	-0,48	3,59	0,14	0,06	0,06	34,72	16,74	5,11
F1094	53,04	10,43	-1,91	4,50	-0,24	-0,11	-0,11	32,38	25,70	5,64
F1095	43,81	9,19	-2,51	4,05	-0,56	-0,24	-0,26	23,35	27,51	4,66
F1096	15,46	3,32	-1,06	1,48	-0,26	-0,11	-0,12	7,81	10,93	1,65
F1097	15,52	3,34	7,06	1,28	-0,27	-0,11	-0,12	7,84	11,04	3,05
F1098	43,94	9,22	18,94	3,49	-0,56	-0,24	-0,26	23,42	27,86	8,71
F1099	53,16	10,45	20,11	3,83	-0,25	-0,11	-0,11	32,45	26,16	10,72
F1100	48,01	8,56	14,93	2,99	0,14	0,06	0,06	34,77	17,18	9,87
F1101	42,05	6,71	9,67	2,20	0,38	0,16	0,17	35,50	9,41	8,82
F1102	38,78	5,70	5,48	1,78	0,49	0,21	0,23	35,90	3,19	8,29
F1103	38,77	5,70	2,34	1,77	0,49	0,21	0,23	35,89	2,77	8,36
F1104	42,00	6,70	0,03	2,20	0,38	0,16	0,18	35,48	8,95	9,03
F1105	47,93	8,55	-1,77	2,97	0,14	0,06	0,06	34,73	16,68	10,23
F1106	53,04	10,43	-3,30	3,81	-0,24	-0,11	-0,11	32,39	25,63	11,25
F1107	43,83	9,19	-3,68	3,47	-0,56	-0,24	-0,26	23,36	27,45	9,25
F1108	15,47	3,33	-1,48	1,27	-0,26	-0,11	-0,12	7,82	10,91	3,25
F1109	15,52	3,34	6,29	1,07	-0,27	-0,11	-0,12	7,84	11,08	4,68
F1110	43,95	9,22	16,74	2,91	-0,56	-0,24	-0,26	23,43	27,95	13,38
F1111	53,12	10,44	17,45	3,12	-0,24	-0,10	-0,11	32,46	26,27	16,46
F1112	47,92	8,53	12,60	2,35	0,14	0,06	0,07	34,79	17,28	15,13
F1113	41,92	6,67	7,75	1,64	0,39	0,17	0,18	35,52	9,51	13,52
F1114	38,63	5,65	3,88	1,25	0,50	0,22	0,23	35,92	3,35	12,67
F1115	38,62	5,65	0,94	1,25	0,50	0,22	0,23	35,92	2,82	12,73
F1116	41,88	6,66	-1,28	1,63	0,39	0,17	0,18	35,51	8,90	13,71
F1117	47,85	8,52	-3,12	2,34	0,14	0,06	0,07	34,75	16,61	15,47
F1118	53,02	10,42	-4,72	3,10	-0,24	-0,10	-0,11	32,41	25,55	16,96

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

F1119	43,85	9,20	-4,86	2,89	-0,56	-0,24	-0,26	23,37	27,39	13,90
F1120	15,48	3,33	-1,90	1,07	-0,27	-0,11	-0,12	7,82	10,89	4,88
F1121	15,53	3,35	5,52	0,87	-0,27	-0,12	-0,12	7,84	11,11	6,32
F1122	43,95	9,23	14,54	2,32	-0,56	-0,24	-0,26	23,43	28,03	18,07
F1123	53,04	10,41	14,77	2,40	-0,24	-0,10	-0,11	32,48	26,35	22,24
F1124	47,74	8,48	10,20	1,69	0,16	0,07	0,07	34,82	17,33	20,48
F1125	41,67	6,59	5,73	1,04	0,40	0,17	0,19	35,56	9,57	18,33
F1126	38,35	5,56	2,17	0,69	0,52	0,22	0,24	35,97	3,51	17,19
F1127	38,34	5,55	-0,57	0,69	0,52	0,22	0,24	35,96	2,88	17,25
F1128	41,64	6,58	-2,70	1,03	0,40	0,17	0,19	35,55	8,83	18,50
F1129	47,69	8,46	-4,54	1,67	0,16	0,07	0,07	34,79	16,51	20,80
F1130	52,95	10,40	-6,17	2,39	-0,24	-0,10	-0,11	32,43	25,46	22,71
F1131	43,86	9,21	-6,04	2,31	-0,56	-0,24	-0,26	23,38	27,33	18,56
F1132	15,49	3,34	-2,32	0,86	-0,27	-0,12	-0,12	7,82	10,87	6,51
F1133	14,01	3,02	4,29	0,60	-0,24	-0,10	-0,11	7,07	10,03	7,16
F1134	39,56	8,31	11,12	1,57	-0,51	-0,22	-0,23	21,09	25,28	20,48
F1135	48,31	9,47	11,01	1,53	-0,21	-0,09	-0,10	29,68	24,05	25,61
F1136	42,71	7,54	6,97	0,89	0,16	0,07	0,07	31,38	15,55	23,31
F1137	37,12	5,80	3,25	0,36	0,39	0,17	0,18	32,06	8,61	20,91
F1138	34,05	4,85	0,30	0,07	0,50	0,21	0,23	32,43	3,30	19,64
F1139	34,05	4,85	-1,98	0,07	0,50	0,21	0,23	32,43	2,66	19,68
F1140	37,10	5,80	-3,79	0,35	0,39	0,17	0,18	32,05	7,83	21,05
F1141	42,67	7,53	-5,42	0,89	0,16	0,07	0,07	31,35	14,68	23,57
F1142	48,24	9,46	-6,99	1,52	-0,21	-0,09	-0,10	29,64	23,10	26,01
F1143	39,48	8,29	-6,49	1,55	-0,50	-0,22	-0,23	21,05	24,54	20,90
F1144	13,97	3,01	-2,46	0,60	-0,24	-0,10	-0,11	7,05	9,77	7,32
F1145	6,23	1,34	1,67	0,21	-0,11	-0,05	-0,05	3,14	4,46	3,69
F1146	17,59	3,69	4,25	0,51	-0,22	-0,10	-0,10	9,38	11,24	10,60
F1147	21,12	4,13	3,95	0,44	-0,08	-0,04	-0,04	13,01	10,48	13,08
F1148	18,84	3,31	2,29	0,17	0,08	0,04	0,04	13,96	6,84	12,09
F1149	16,28	2,51	0,73	-0,06	0,19	0,08	0,09	14,28	3,79	10,86
F1150	14,87	2,07	-0,49	-0,18	0,24	0,10	0,11	14,45	1,51	10,21
F1151	14,87	2,07	-1,43	-0,18	0,24	0,10	0,11	14,45	1,20	10,23
F1152	16,27	2,51	-2,19	-0,06	0,19	0,08	0,09	14,27	3,40	10,92
F1153	18,83	3,30	-2,90	0,16	0,08	0,04	0,04	13,96	6,40	12,20
F1154	21,09	4,13	-3,54	0,43	-0,08	-0,04	-0,04	13,00	10,02	13,25
F1155	17,56	3,69	-3,26	0,51	-0,22	-0,10	-0,10	9,36	10,87	10,78
F1156	6,21	1,34	-1,22	0,20	-0,11	-0,05	-0,05	3,13	4,33	3,76
Totale	5578,14	1012,85	1200,00	500,55	0,00	0,00	0,00	3943,39	2170,18	1803,16

Per effettuare la verifica della capacità portante, si fa riferimento alla formula di Vesic corretta con i relativi coefficienti, si riporta la verifica a lungo e a breve termine data la natura coesiva del terreno.

Verifica a lungo termine

$$q_k = \gamma'_t D N_q s_q d_q i_q b_q g_q h_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c h_c + 1/2 \gamma'_t B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma h_\gamma$$

$$\gamma_r = 2,30 \quad q_d = q_k / \gamma_r \quad \text{tensione terreno di progetto}$$

$$Q_d = B' L' q_d \quad \text{carico massimo terreno di progetto}$$

La verifica risulta soddisfatta se $Q_d \geq N_d$

$$\gamma'_t \quad \text{peso specifico terreno immerso}$$

Fattori capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \tan^2(45^\circ + \Phi/2) \quad N_c = (N_q - 1) / \tan \Phi \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \Phi$$

Fattori correttivi eccentricità del carico

$$B' = B - 2 \text{ e larghezza} \quad L' \quad \text{lunghezza muro}$$

Fattore di forma

$$s_q = 1 + B'/L \sin \Phi \quad s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \quad s_\gamma = 1 - 0,30 B'/L$$

Fattore di profondità

$$\begin{aligned} \text{se } D \leq B & \quad d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 D/B \\ \text{altrimenti } D > B & \quad d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \arctan (D/B) \end{aligned}$$

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$\begin{aligned} \text{se } D \leq B & \quad d_c = 1 + 0,4 \, D/B \\ \text{altrimenti } D > B & \quad d_c = 1 + 0,4 \, \arctan(D/B) \quad d_y = 1 \end{aligned}$$

Fattore inclinazione del carico

$$\begin{aligned} m_L &= (2 + L/B') / (1 + L/B') & m_B &= (2 + B'/L) / (1 + B'/L) & m &= m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n \\ \theta_n & \text{ ang. fra la direzione del carico proiettata piano fondazione e la lunghezza } L \\ i_q &= (1 - H / (N + B' L' c' / \tan \phi))^m & i_c &= i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi) & i_y &= (1 - H / (N + B' L' c' / \tan \phi))^{m+1} \end{aligned}$$

Fattore inclinazione della fondazione

$$b_q = (1 - \varepsilon \tan \phi)^2 \quad b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi) \quad b_y = b_q$$

Fattore inclinazione del terreno

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \quad g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi) \quad g_y = g_q$$

Caratteristiche geometriche fondazione [cm]					
Larghezza	B	1.180,0	Lunghezza	L	1.160,0
Caratteristiche sollecitazione [daNcm]					
Carico vert.	N _z	1.651.700	Car. per. p. posa	N _{per}	1.651.700
Carico orizz. (par B)	H _x	0	Car. par. p. posa	H _{par}	0
Carico orizz. (par L)	H _y	0	Car. orizz. risult.	H _r	0
Ecc. lungo B	e _b	83,0	Ecc. lungo L	e _L	38,0
Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)					
Ang. attrito interno	φ'	22,0	Ang. attrito interno	φ'(rad)	0,38
Ang. attrito terreno	δ	13,2	Ang. attrito terreno	δ(rad)	0,23
Coesione	c'	0,190	Mod. tangenziale	G	5,0
P.s.t.sopra p.p.[daNm]	γ' _{t1}	1.000,0	P.s.t. sotto p.p.[daNm]	γ' _{t2}	1.000,0
Fattori capacità portanti					
Pi greco	π	3,14	Numero di neplero	e	2,72
Fatt. sovraccarico	N _q	7,82	Fatt. coesione	N _c	16,88
Fattore eccentricità carico					
Largh. efficace	B'	1.014,0	Lungh. efficace	L'	1.084,0
Fattore forma					
Fatt. sovraccarico	s _q	1,35	Fatt. coesione	s _c	1,40
Fattore di profondità					
Fatt. sovraccarico	d _q	1,02	Fatt. coesione	d _c	1,03
Fattore inclinazione carico					
	m _b	1,52		m _L	1,48
Ang. direz. carico L	θ _n	90		θ _n rad	1,57
Fatt. sovraccarico	i _q	1,00			Fatt. attrito i _y
Fatt. sovraccarico	i _q	1,00	Fatt. coes. (se φ>0)	i _c	1,00
Fattore inclinazione fond.					
Incl. fondazione	ε	0,00	Incl. fondazione	ε (rad)	0,00
Fatt. sovraccarico	b _q	1,00	Fatt. coes. se φ>0	b _c	1,00
Fattore inclinazione terreno					
Incl. terreno	ω	0,00	Incl. terreno	ω (rad)	0,00
Fatt. sovraccarico	g _q	1,00	Fatt. coes. se φ>0	g _c	1,00
Fattori N _q		0,81	Fattore N _c		4,61
Coefficiente parziale	γ _r	2,30	Tens. prog q _d [daN/cm ²]		3,23
Car. prog Q_d [KN]					
35.504					

$Q_d = 35.504 \text{ kN} \geq N_d = 16.517 \text{ kN}$, la verifica è soddisfatta e il fattore di sicurezza è **2,15**.

Verifica a breve termine terreno coesivo

$$\begin{aligned} q_k &= c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + 1/2 \, \gamma_t B N_y s_y + \gamma_t D N_q \\ \gamma_r &= 2,30 & q_d &= q_k / \gamma_r & \text{tensione terreno di progetto} \\ Q_d &= B' L' q_d & \text{carico massimo terreno di progetto} \end{aligned}$$

La verifica risulta soddisfatta se $Q_d \geq V_d$

γ_t peso specifico terreno

Fattori capacità portante

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$$N_c = 5,14$$

$$N_y = -2 \text{ sen } \omega$$

$$N_q = 1,00$$

Fattori correttivi eccentricità del carico

$$B' = B - 2 \text{ e larghezza}$$

$$L' \quad \text{lunghezza muro}$$

Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,20 B'/L'$$

$$s_y = 1 - 0,40 B'/L'$$

Fattore di profondità

$$\text{se } D \leq B$$

$$d_c = 1 + 0,4 D/B'$$

$$\text{altrimenti } D > B \quad d_c = 1 + 0,4 \arctan (D/B')$$

Fattore inclinazione del carico

$$m_L = (2 + L/B') / (1 + L/B')$$

$$m_B = (2 + B'/L) / (1 + B'/L)$$

$$m = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n$$

θ_n ang. fra la direzione del carico proiettata piano fondazione e la lunghezza L

$$i_c = 1 - (m H) / (B' L' c_u N_c)$$

Fattore inclinazione della fondazione

$$b_c = 1 - 2\varepsilon / (2 + \pi)$$

Fattore inclinazione del terreno

$$g_c = 1 - 2\omega / (2 + \pi)$$

Caratteristiche geometriche fondazione [cm]							
Larghezza B		1.180,0	Lunghezza L		1.160,0	Prof. incastro D	75,0
Caratteristiche sollecitazione [daNcm]							
Carico vert. Nz		1.651.700	Car. per. p. posa Nper		1.651.700		
Carico orizz.(par B) Hx		0	Car. par. p. posa Hpar		0		
Carico orizz.(par L) Hy		0	Car. orizz. risult. Hr		0		
Ecc. lungo B eb		83,0	Ecc. lungo L eL		38,0		
Acc. Sism. max ag S		0,000	Coefficiente βs		0,240		
Coeff. sismico orizz. Khk		0,000					
Caratteristiche meccaniche terreno (daNcm)							
Coesione Cu		0,790	P.spec.terreno [daNm] γt		2.000,0		
Fattori capacità portanti							
Pi greco π		3,14					
Fatt. coesione Nc		5,14	Fatt. attrito Ny		0,00	Fatt. sovraccarico Nq	1,00
Fattore eccentricità carico							
Largh. efficace B'		1.014,0	Lungh. efficace L'		1.084,0		
Fattore forma							
Fatt. coesione sc		1,19	Fatt. attrito sy		0,65		
Fattore di profondità							
Fatt. coesione dc		1,03					
Fattore inclinazione carico							
mb		1,52	mL		1,48	m	1,52
Ang. direz. carico L θn		90	θn rad		1,57		
Fatt. coes. ic		1,00					
Fattore inclinazione fond.							
Incl. fondazione ε		0,00	Incl. fondazione ε (rad)		0,00		
Fatt. coes. bc		1,00					
Fattore inclinazione terreno							
Incl. terreno ω		0,00	Incl. terreno ω (rad)		0,00		
Fatt. coes. gc		1,00					
Fattore sisma Paolucci							
Fatt. coes. zc		1,000					
Fattore Nc		4,96	Fattore Ny		0,00	Fattori Nq	0,15
Coefficiente parziale γr		2,30	Tens. prog qd [daN/cm²]		2,22	Car. prog Qd [KN]	24.435

$Q_d = 24.435 \text{ kN} \geq N_d = 16.517 \text{ kN}$, la verifica è soddisfatta e il fattore di sicurezza è **1,48**.

7.7.2 VERIFICA SCORRIMENTO

Il ponte risulta incassato nel terreno la verifica risulta soddisfatta

7.7.3 VERIFICA A SOLLEVAMENTO

Per questa verifica si considera assenza di carichi accidentali sul ponte, assenza di acqua nel Rio e falda a quota 2,0m dall'intradosso della fondazione (condizione di rapido svasso)

Carichi permanenti strutturali (g_1)

Unità di misura (KN,m)	P_{spec}	B	L	h	n	P_{tot}
Platea	25,00	11,80	11,60	0,65	1,00	2.224,30
Pareti	25,00	0,65	11,60	4,30	2,00	1.621,10
Impalcato	25,00	11,30	11,60	0,50	1,00	1.638,50
Totale						5.483,90

Carichi permanenti portati (g_2)

Pavimentazione su soletta	8,00 x 11,30 x	3,00 kN/m ²	= 271,20 kN
Marcia piede	2 x 1,50 x 11,30 x	5,50 kN/m ³	= 186,50 kN
Cordoli	2x11,30x0,30x0,30x	25,00 kN/m ³	= 50,85 kN
Massetto interno su platea	10,00 x 11,60 x 0,16/2 x	22,00 kN/m ³	= 204,16 kN
Riempimento terreno	2 x 4,80 x 11,60 x 0,25 x	19,00 kN/m ³	= 529,00 kN
Totale = 1.242,00 kN			

I carichi g_2 si considerano completamente definiti e si applicano i coefficienti di g_1

Sottospinta idraulica (S_{id})

Su platea	11,80x11,60x2,00x	10,00 kN/m ³	= 2.738,00 kN/m
-----------	-------------------	-------------------------	------------------------

Verifica

$V_{inst,d} = 1,10 S_{id} = 1,10 \times 2.738,00$	= 3.012,00 kN	azione instabilizzante
$G_{stb,d} = 0,90 (g_1 + g_2)$	= 0,90 (5.484 + 1.242)	= 6.053,40 kN azione stabilizzante
R_d	resistenze in via cautelativa si considerano nulle	
$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$	3.012,00 kN ≤ 6.053,40 kN	verifica soddisfatta
$C.S. = (G_{stb,d} + R_d) / V_{inst,d}$	= 2,01 ≥ 1,00	coefficiente di sicurezza

7.8 GIUDIZIO DI AFFIDABILITA' SUI RISULTATI

Controllo carichi verticali e tensione sul terreno

Il valore totale dei carichi verticali, reazioni molle paragrafo 7.7.1, per le condizioni g_1 , g_2 , q_{1b} , q_{3b} coincidono con quelli ottenibili con semplici calcoli infatti:

Condizione elementare g_1	$R_{g1} = 5.578,14$ kN		
Platea	11,80 x 11,60 x 0,65 x	25,00 kN/m ³	= 2.224,30 kN
Spalle	2 x 11,60 x 4,30 x 0,65 x	25,00 kN/m ³	= 1.621,10 kN
Impalcato	11,30 x 11,60 x 0,50 x	25,00 kN/m ³	= 1.638,50 kN
	Totale		= 5.483,90 kN
Tensione sul terreno	$A = 11,80 \times 11,60 = 136,88$ m ² area	$\sigma_{g1} = 0,40$ daN/cm ²	
Condizione elementare g_2	$R_{g2} = 1.012,85$ kN		
Pavimentazione su soletta	8,00 x 11,30 x	3,00 kN/m ²	= 271,20 kN
Marcia piede	2 x 1,50 x 11,30 x	5,50 kN/m ³	= 186,50 kN
Cordoli	2x11,30x0,30x0,30x	25,00 kN/m ³	= 50,85 kN
Massetto interno su platea	10,00 x 11,60 x 0,16/2 x	22,00 kN/m ³	= 204,16 kN

"Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno"

Riempimento terreno $2 \times 4,80 \times 11,60 \times 0,25 \times 19,00 \text{ kN/m}^3 = 529,00 \text{ kN}$

Totale = 1.242,00 kN

Tensione sul terreno

$\sigma_{g2} = 0,09 \text{ daN/cm}^2$

Condizione elementare q_{1b} $R_{q1b} = 1.200,0 \text{ kN}$

$Q_1 = 2 \times 300,00 \text{ kN} + 2 \times 200,00 \text{ kN} + 2 \times 100,00 \text{ kN} = 1.200,00 \text{ kN}$

Tensione sul terreno

$\sigma_{q1b} = 0,08 \text{ daN/cm}^2$

Condizione elementare q_{3b} $R_{q3b} = 500,55 \text{ kN}$

$q_2 = 11,30 (3,00 \times 9,00 \text{ kN/m}^2 + (3,00+3,00+2,00) 2,50 \text{ kN/m}^2) = 616,00 \text{ kN}$

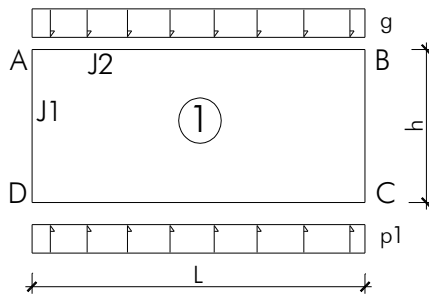
Tensione sul terreno

$\sigma_{q3b} = 0,04 \text{ daN/cm}^2$

Controllo momento flettente impalcato e fondazione

Si utilizzano per il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione le formule degli scatolari ricavabili dalla letteratura tecnica

Schema statico 1 permanenti



Si considera una striscia di 1,0 m

$L = 10,65 \text{ m}$

$g = 12,5 \text{ kN/m}$

$J_2 = 100 \times 50^3 / 12 = 1.042.000 \text{ cm}^4$

$J_1 = 100 \times 65^3 / 12 = 2.289.000 \text{ cm}^4$

$K = J_2 / J_1 \cdot h/L = 0,21$

$M_A = M_B = -[(g(2k+3)) - p_1 k] / (k^2 + 4k + 3) L^2 / 12 = -92,00 \text{ kNm}$

$M_1 = g L^2 / 8 - M_A = 85,2 \text{ kNm}$

$M_C = M_D = -[(p_1(2k+3)) - g k] / (k^2 + 4k + 3) L^2 / 12 = -191,90 \text{ kNm}$

$M_2 = p_1 L^2 / 8 - M_D = 145,50 \text{ kNm}$

$h = 4,88 \text{ m}$

$p_1 = 23,8 \text{ kN/m}$

mom. inerzia imp. soletta

mom. inerzia spalle

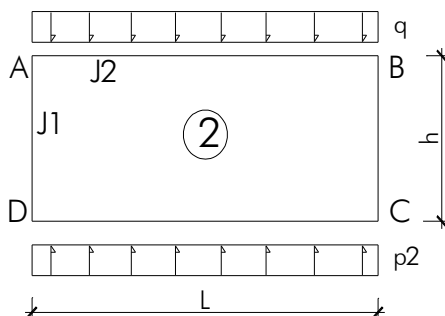
mom. flettente A, B

mom. flett. mezz.soletta

mom. flettente C, D

mom. flett. mezz.platea

Schema statico 2 accidentali



$q = 9,00 \text{ kN/m}$

$p_2 = 8,60 \text{ kN/m}$

$M_A = M_B = -[(q(2k+3)) - p_2 k] / (k^2 + 4k + 3) L^2 / 12 = -70,60 \text{ kNm}$

$M_1 = q L^2 / 8 - M_A = 57,00 \text{ kNm}$

$M_C = M_D = -[(p_2(2k+3)) - q k] / (k^2 + 4k + 3) L^2 / 12 = -67,00 \text{ kNm}$

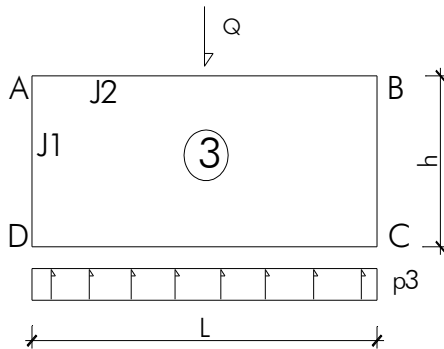
mom. flettente A, B

mom. flett. mezz.soletta

mom. flettente C, D

$$M_2 = p_2 L^2 / 8 - M_D = 54,90 \text{ kNm} \quad \text{mom. flett. mezz.platea}$$

Schema statico 3 accidentali



$$Q = 600 \text{ KN}$$

$$p_3 = 10,0 \text{ KN/m}$$

Si ripartisce il carico Q su 4,0 m

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= -(4k+9) / (k^2+4k+3) Q L / (24 \times 4,5) = -168,80 \text{ kNm} & \text{mom. flettente A, B} \\ M_1 &= Q L / (4 \times 4,5) - M_A = 230,50 \text{ kNm} & \text{mom. flett. mezz.soletta} \\ M_C = M_D &= -(k+6) / (k^2+4k+3) Q L / (24 \times 4,5) = -106,60 \text{ kNm} & \text{mom. flettente C, D} \\ M_2 &= p_3 L^2 / 8 - M_D = 35,20 \text{ kNm} & \text{mom. flett. mezz.platea} \end{aligned}$$

Combinazione delle condizioni elementari (SLU)

Impalcato

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= -1,35 (92,0+70,6+168,8) = -447,4 \text{ KNm} & \text{mom. flett. A e B} \\ M_1 &= 1,35 (85,2+57,0+230,5) = 503,1 \text{ KNm} & \text{mom. flett. Mezz.} \end{aligned}$$

Da sap si ottiene

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= -483,0 \text{ KNm} & \text{mom. flett. A e B} \\ M_1 &= 434,0 \text{ KNm} & \text{mom. flett. Mezz.} \end{aligned}$$

Fondazione

$$\begin{aligned} M_C = M_D &= -1,35 (191,9+67,0+106,6) = -493,5 \text{ KNm} & \text{mom. flett. C e D} \\ M_1 &= 1,35 (145,5+54,9+35,2) = 318,0 \text{ KNm} & \text{mom. flett. Mezz.} \end{aligned}$$

Da sap si ottiene

$$\begin{aligned} M_C = M_D &= -460,0 \text{ KNm} & \text{mom. flett. C e D} \\ M_1 &= 415,0 \text{ KNm} & \text{mom. flett. Mezz.} \end{aligned}$$

I valori sono coerenti con quelli ottenuti con formule semplici, salvo il momento flettente in campata dell'impalcato il motivo è che Q non è tutto concentrato in un punto ma in due punti a distanza di 1,20 m che su una luce di 10,65 m ha una certa incidenza. Infatti considerando uno schema statico a trave incastrata con due carichi concentrati e distribuendo il momento su una larghezza di 4,0 m si ha:

$$M = Pa^2 / L = 300 \times 4,70^2 / (10,65 \times 4,50) = 155 \text{ kNm} \quad \text{coerente con } 168,00 \text{ kNm}$$

8 SOLETTA SCANNAFOSSO, ANTE E POST PONTE

8.1 ANALISI DEI CARICHI

Permanenti

Soletta sp. 25 cm	$0,25 \times 25,00 \text{ kN/m}^3$	= 6,25 kN/m ²
Pavimentazione		= 3,00 kN/m ²
	Totale	= 9,25 kN/m ²

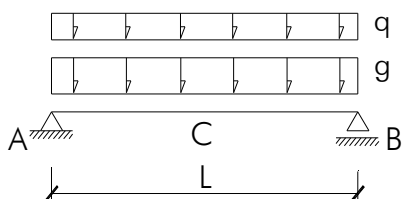
Sovraccarichi

Impronta 150 kN	$150/(0,80 \times 1,00)$	= 187,50 kN/m ²
Carico uniforme		= 9,00 kN/m ²

8.2 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Schema statico

Si studia il tratto di 1,0m



$$L = 0,80 \text{ m} \quad g = 9,25 \text{ kN/m} \quad q = 196,50 \text{ kN/m}$$

Combinazioni di carico SLU $1,35 g + 1,35 q$

Combinazioni di carico SLE rara $g+q$

Frequente $g+0,75 q$

Quasi permanente g

$$V_A = 1,35(g+q) L/2 = 111,10 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante A SLU}$$

Le NTC2018 paragrafo 4.1.2.3.5.3 consentono una riduzione del taglio "Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza $av \leq 2d$ dall'appoggio stesso si potrà ridurre del rapporto $av/2d$ "

$$V_{Arid} = 83,30 \text{ kN} \quad \text{sf. tagliante A SLU ridotto per carichi in prossimità appoggio}$$

$$M_C = 1,35(g+q) L^2/8 = 22,25 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente C SLU}$$

$$M_C = (g+q) L^2/8 = 16,46 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente C SLE rara}$$

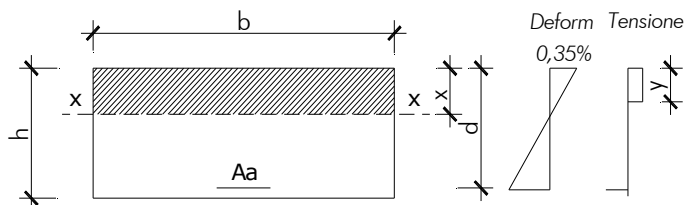
$$M_C = (g+0,75 q) L^2/8 = 12,53 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente C SLE frequente}$$

$$M_C = g L^2/8 = 0,74 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente C SLE quasi permanente}$$

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Momento flettente

Verifiche stato limite ultimo SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	25,00	Altezza utile d	20,00
Area armatura $\Phi 12/20$ A_a	5,60	Armatura minima $A_{amin} = 0,0015b d$	3,00
Momento flettente resistente [kNm]			

“Interventi di riduzione del rischio idraulico sul bacino del Rio Maggiore – Tratto 3 – Apertura canale ed adeguamento alveo nel tratto da via Rodocanacchi a via Toti, compreso nuovo ponte via Toti – Comune di Livorno”

$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,047	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	1,16	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	19,42	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	42,55	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	22,25
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	39,73	C.S = M_{yd} / M_{sd}	1,79

Sforzo tagliante senza armatura

<i>Caratteristiche geometriche [cm]</i>			
Base b	100,00	Altezza utile d	20,00
Area armatura $\Phi 12/20$ A_a	5,60	Sforzo normale N_d	0,00
<i>Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]</i>			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	2,00	Effetto ingranamento < 2	2,00
$\phi_l = A_a (b d)$	0,003	Effetto spinotto $< 0,02$	0,003
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	5,70	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	114,08	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	100,93	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max (V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	114,08	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	83,30	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	1,37	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Momento flettente

<i>Caratteristiche geometriche [cm]</i>			
Base b	100,00	Altezza utile d	20,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	25,00
Area armatura tesa $\Phi 12/20$ A_a	5,60	Area armatura compr. $3\Phi 16$ A_a	0,00
Asse neutro x	5,02		
Momento inerzia J_{xx}	23.066		
<i>Condizione di carico rara</i>			
Momento sollecitante [kNm]	16,46		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	35,80	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1.603,75	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
<i>Condizione di carico quasi permanente</i>			
Momento sollecitante [kNm]	0,74		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	1,61	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	72,10	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 16$ distanza barre 20 cm

per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm

il diametro utilizzato è $\Phi 12$ la distanza massima barre 20 cm, verifica soddisfatta

9 MENSOLA PONTE PER APPOGGIO SOLETTA SCANNAFOSSO

9.1 ANALISI DEI CARICHI

Permanenti

Mensola sezione. (0,65+0,35) 0,35/2=0,175 m ²	0,175x 25,00 kN/m ³	= 4,40 kN/m
Soletta calcestruzzo	1,40x0,25/2 x 25,00 kN/m ³	= 4,40 kN/m
Pavimentazione	3,00 kN/m ² x 1,40 /2=	= 2,10 kN/m
	Totale	=10,90 kN/m

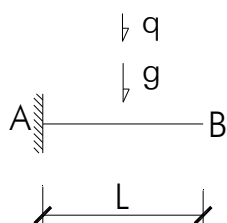
Sovraccarichi

Impronta di carico veicolare si distribuisce su 1,70m	150/1,70	= 88,25 kN/m
Carico uniforme	9,00 kN/m ² x 1,40 /2	= 6,30 kN/m
	Totale	=94,55 kN/m

9.2 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Schema statico

Si studia il tratto di 1,0m



$$L = 0,35 \text{ m}$$

$$g = 10,90 \text{ kN}$$

$$q = 94,55 \text{ kN}$$

Combinazioni di carico SLU

$$1,35 g + 1,35 q$$

Combinazioni di carico SLE rara

$$g+q$$

Frequente

$$g+0,75 q$$

Quasi permanente

$$g$$

$$V_A = 1,35(g+q) = 142,36 \text{ kN}$$

sf.tagliante A allo SLU

$$M_A = 1,35(g+q) L/2 = 24,91 \text{ kNm}$$

momento flettente A allo SLU

$$M_A = (g+q) L/2 = 18,45 \text{ kNm}$$

momento flettente A allo SLE rara

$$M_A = (g+0,75 q) L/2 = 14,32 \text{ kNm}$$

momento flettente A SLE frequente

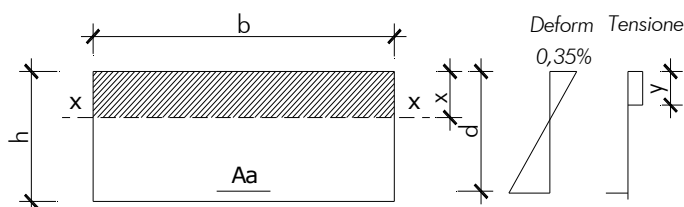
$$M_A = g L/2 = 1,91 \text{ kNm}$$

momento flettente A SLE quasi permanente

9.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Momento flettente

Verifiche stato limite ultimo SLU



Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00		
Altezza sezione h	65,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura $\Phi 14/10$ A_a	15,40		
Momento flettente resistente [kNm]			
$\omega_1 = A_a f_{yd} / (b h f_{cd})$	0,049	Percentuale meccanica armatura	
$y = h \omega_1$ [cm]	3,20	Altezza stress block	
$d^* = (d-0,5y)$ [cm]	58,40	Braccio forze interne	
$M_{rd} = A_a f_{yd} d^*$ [kNm] mom. resistente	351,91	M_{sd} [kNm] mom. sollecitante	22,25
M_{yd} [kNm] mom. prima plastic.	328,97	C.S = M_{yd} / M_{sd}	14,79

Sforzo tagliante senza armatura

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Area armatura $\Phi 14/10$ A_a	15,40	Sforzo normale N_d	0,00
Sforzo tagliante resistente senza arm. [kN]			
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,58	Effetto ingranamento < 2	1,58
$\phi_l = A_a (b d)$	0,003	Effetto spinotto $< 0,02$	0,003
$\sigma_{cp} = N_d / (b d)$ [daN/cm ²]	0,00	Tensione media di compressione $< 0,20 f_{cd}$	37,63
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ [daN/cm ²]	4,00	Tensione tangenziale minima	
$V_{min} = (V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	239,71	Sforzo tagliante minimo	
$V_{rd1} = (0,18 k (100 \phi_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}) b d$ [kN]	231,97	Sforzo tagliante	
$V_{rd} = \max(V_{min}, V_{rd1})$ [kN]	239,71	Sforzo tagliante resistente	
V_{sd} [kN]	142,36	Sforzo tagliante sollecitante	
C.S = V_{rd} / V_{sd}	1,68	Coefficiente sicurezza	

Verifiche tensionali e a fessurazione stato limite esercizio SLE

Momento flettente

Caratteristiche geometriche [cm]			
Base b	100,00	Altezza utile d	60,00
Copriferro compressione	5,00	Altezza sezione h	65,00
Area armatura tesa $\Phi 14/10$ A _a	15,40	Area armatura compr. 3 $\Phi 16$ A _a	0,00
Asse neutro x	14,50		
Momento inerzia J _{xx}	579.849		
Condizione di carico rara			
Momento sollecitante [kNm]	18,45		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	4,61	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,60 f_{ck}$ [daN/cm ²]	199,20	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	217,17	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	
Condizione di carico quasi permanente			
Momento sollecitante [kNm]	1,91		
$\sigma_c = M x / J_{xx}$ [daN/cm ²]	0,48	Tensione calcestruzzo	
$\sigma_{cmax} = 0,45 f_{ck}$ [daN/cm ²]	149,40	Tensione massima calcestruzzo	
$\sigma_a = n M (d-x) / J_{xx}$ [daN/cm ²]	22,48	Tensione acciaio	
$\sigma_{amax} = 0,80 f_{yk}$ [daN/cm ²]	3.600,00	Tensione massima acciaio	

Per la verifica a fessurazione, si effettua un controllo indiretto, sulla tensione massima acciaio, si considera un ambiente aggressivo, per condizione frequente $w_2 = 0,3$ mm, combinazione quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm, in luogo della condizione frequente a favore di sicurezza si assume quella rara

per condizione frequente, $\sigma_{amax} = 2.400$ daN/cm², diametro mas. $\Phi 16$ distanza barre 20 cm
per condizione quasi perm $\sigma_{amax} = 1.600$ daN/cm², diametro mas $\Phi 25$ distanza barre 20 cm
il diametro utilizzato è $\Phi 14$ la distanza massima barre 10,0 cm, verifica soddisfatta