



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001

CIG 652449686B



GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850



Pregio tecnico



Caratteristiche ambientali



Cantierizzazione e fasi di lavoro

OFFERTA TECNICA

SVINCOLI

SOTTOVIA

SOTTOVIA SU SVINCOLO SS125 - ramo B

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		CODICE ELABORATO						SCALA	DATA	CODICE ELABORATO DI OFFERTA
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev			
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	V 0 8	S T 0 4	S T R	R E 0 1	A	-	21/04/16	32.5

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Paolo Cucino

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	3
1.2	Oggetto specifico del documento	4
2	CRITERI DI PROGETTAZIONE	5
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA	5
3.1.1	Normative specifiche di riferimento	5
3.1.2	Normative sui materiali	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
4.1	Calcestruzzo solette e piedritti sottovia e vasca	7
4.2	Acciaio per armature strutture in c.a.	7
5	DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	8
5.1	Soletta superiore, inferiore e piedritti	8
6	PARAMETRI GEOTECNICI	9
7	SOTTOPASSO SCATOLARE	10
8	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	11
8.1.1	Straus 7 R 2.4.4	11
8.1.2	Modellazione adottata	11
9	ANALISI DEI CARICHI	13
10	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	27
10.1.1	Combinazioni per lo stato limite ultimo	27
10.1.2	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara	27
10.1.3	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente	28
10.1.4	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente	28
10.1.5	Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita	28
11	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	29
11.1.1	Inviluppo SLU/SLV momento flettente	29
11.1.2	Inviluppo taglio SLU/SLV	33
11.1.3	Inviluppo condizione RARA momento flettente	35
11.1.4	Inviluppo condizione FREQUENTE momento flettente	37



11.1.5	Involuppo condizione QUASI PERMANENTE momento flettente.....	39
12	VERIFICHE DI RESISTENZA ED IN ESERCIZIO	41
12.1.1	Soletta superiore.....	43
12.1.2	Piedritti.....	48
12.1.3	Soletta inferiore.....	52
13	VASCA DI SOLLEVAMENTO	57
13.1	INTRODUZIONE	57
13.2	ANALISI DEI CARICHI	58
13.3	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	58

1 INTRODUZIONE

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente Relazione Tecnica costituisce parte integrante del Progetto Definitivo dell'appalto "Nuova SS 554 "Cagliaritana". Adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km. 1+500 al km. 11+850", che è stato sviluppato in fase Offerta Tecnica con riferimento a quanto previsto dal Disciplinare di Gara bandito da ANAS Spa (codice gara CA08/15).

L'infrastruttura oggetto del Progetto Definitivo, è costituita da un tratto di strada tipo B extraurbana di lunghezza pari a circa 10340 m, che si svilupperà in corrispondenza della attuale sede della SS.554, con direzione Ovest - Est, nella zona a Nord del centro abitato di Cagliari.

Le opere comprese nel Progetto Definitivo sono suddivise, secondo il bando ANAS in due distinti lotti funzionali:

- I° Lotto funzionale (da progr. 1+500 a progr. 7+100): sarà oggetto dell'Appalto di esecuzione e di progettazione esecutiva, da parte dell'aggiudicatario della gara;
- II° Lotto funzionale (da progr. 7+100 a progr. 11+850): non sarà oggetto dell'Appalto di esecuzione e di progettazione esecutiva, ma soltanto della fase di progettazione definitiva in gara.

Il tracciato stradale principale verrà realizzato per adeguamento in sede dell'attuale infrastruttura, con allargamento della sezione stradale esistente SS554, dalla progressiva iniziale fino alla progressiva 10+500 circa, dove la direzione principale per Villasimius e la Sardegna sud – orientale, verrà indirizzata per i rimanenti 1350 m compresi nel lotto, sulla attuale strada statale SS.125, riconfigurando l'ultimo tratto della attuale SS.554 come svincolo in uscita verso la direzione Poetto/Quartu Sant'Elena.

Si tratta di una zona di periferia urbana di una cintura molto rilevante dal punto di vista della densità di popolazione, costituita, oltre che da Cagliari (155.000 abitanti), da Monserrato (20.000 abitanti), Selargius (29.000 abitanti), Quartucciu (13.000 abitanti) Quartu Sant'Elena (71.000 abitanti).

Le quote altimetriche della zona sono principalmente pianeggianti con variabilità tra un minimo di 9,50 msm. In corrispondenza dell'inizio lotto, fino a circa 45 ms.m. nelle progressive finali; lungo tutto il tracciato le quote si attestano quasi sempre tra i 20 e i 30 ms.m.

Sulla direttrice Nord Sud invece le quote sono digradanti verso il golfo di Cagliari e vedono una zona a nord della SS.554 caratterizzata da ambienti per lo più rurali e poco urbanizzati, ed una zona a Sud dell'infrastruttura caratterizzata dalla presenza dei centri urbani.



Figura 1 – Vista dell'area oggetto dell'intervento

Il progetto comprende anche 8 svincoli principali, con l'eliminazione di tutte le intersezioni a raso esistenti, con la realizzazione di svincoli su piani sfalsati, 9 viabilità di servizio complanari, e numerosi tratti di adeguamento della viabilità esistente, nelle adiacenze.

Sono previste già nel progetto preliminare a base di gara importanti opere idrauliche a salvaguardia della nuova infrastruttura, quali canali idraulici e sistemi di vasche di laminazione, dimensionati allo scopo di abbattere la pericolosità idraulica, che risulta allo stato attuale molto elevata su rilevanti tratti del tracciato principale.

Da un punto di vista idraulico la zona dove si inserisce l'infrastruttura non è caratterizzata da interferenze con corsi d'acqua di grandi dimensioni in termini di lunghezze, portate o dimensioni dell'alveo, quanto piuttosto da una serie di interferenze con corsi d'acqua minori, caratterizzati da deflusso a carattere stagionale, se non addirittura occasionale, ma allo stesso tempo da portata anche piuttosto rilevanti.

In aggiunta ad essi bisogna evidenziare anche fenomeni di esondazione occasionale, anche lungo direttrici, che allo stato attuale non sono propriamente incanalate o regimate, ma che in occasione degli eventi di piena, trasformano in zone di scorrimento elementi di canalizzazione quali strade e viabilità locali, per trasferire portate meteoriche anche elevate lungo la direttrice Nord – Sud che dall'entroterra cagliaritano porta verso le zone costiere più densamente popolate.

Il fenomeno appena descritto acquisisce particolare importanza in virtù del fatto che l'infrastruttura in oggetto è collocata nell'entroterra cagliaritano a nord della città e si sviluppa con direzione Ovest – Est, andando a lambire a Nord anche gli abitati dell'area sub-urbana di Cagliari, cioè i centri abitati di Monserrato, Selargius, Quartucciu e Quartu Sant'Elena (si veda la vista aerea generale riportata in Figura 1).

1.2 Oggetto specifico del documento

Oggetto specifico del presente documento è il dimensionamento del sottovia che si sviluppa lungo il ramo B dello svincolo SS 125 per permettere, dopo aver abbandonato la strada proveniente da Villasimius, di inserirsi nel contesto viabilistico locale nelle rotonde sottostante il viadotto Quartucciu senza percorrere la viabilità SS554.

Il manufatto in oggetto è stato previsto in sede di variante migliorando sensibilmente l'impatto paesaggistico rispetto alla proposta di PP eliminando tutta una serie di muri di notevole altezza ed impatto e permettendo invece la realizzazione di un pendio che ripristina lo status quo.

L'opera necessita di un'opera idraulica di raccolta delle acque e sollevamento poiché l'andamento longitudinale della livelletta di PP e di PD costituisce una "corda molle".

Si è quindi prevista una vasca di sollevamento in cemento armato che raccoglie le acque eventualmente presenti nel sottovia a gravità e le convoglia nei fossi previsti a bordo del rilevato.

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Lo studio in oggetto è stata condotta nel rispetto delle normative vigenti in materia stradale e per il calcolo delle strutture oltre che dei documenti dell'Autorità di Bacino unico della Regione Sardegna.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali.

3.1.1 Normative specifiche di riferimento

Le normative di riferimento considerate in materia di strutture sono:

- **Decreto Ministeriale 14.01.2008** "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- **Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP.** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- **EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";**
- **EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali";**
- **EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";**
- **EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";**

- **D.M. 11.03.1988 e s.m.** – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- **D.M. Min. LL.PP. 14 febbraio 1992** – “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **D.M. Min. LL.PP. 9 gennaio 1996** – “ Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- **Circolare Min. LL.PP. 15 ottobre 1996 n°252 AA.GG.** – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”.

3.1.2 Normative sui materiali

- **UNI EN 206-1** “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

4.1 Calcestruzzo solette e piedritti sottovia e vasca

Per la soletta è stato previsto un calcestruzzo classe **C28/35** il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83 = 29.75 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo calcestruzzo: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 19.83 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 32308 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 1.0 \text{ E } -05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

4.2 Acciaio per armature strutture in c.a.

Nella soletta dovranno essere poste barre nervate in acciaio **B450C** (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

5 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

5.1 Soletta superiore, inferiore e piedritti

Si considera una classe di esposizione **XC4**

XC4: ciclicamente bagnato ed asciutto, superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2;

Tale classe di esposizione, secondo le prescrizioni normative, ricade nella condizione ambientale aggressiva. Ne consegue che, in ragione della vita nominale della strutture assunta pari a 100 anni, si dovrà garantire un copriferro netto pari a 45 mm in ottemperanza a quanto prescritto nella circolare C4.1.6.1.3.

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

Combinazione frequente: $w_k \leq w_1 = 0.3 \text{ mm}$.

6 PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini del calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti e del carico da ricoprimento sulla soletta superiore del **manufatto scatolare** si utilizzano i parametri seguenti:

- angolo di attrito interno del terreno $\Phi = 35.0^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.426$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.27$ (stato limite STR)
- peso specifico del terreno asciutto $\gamma_{dry} = 20.00$ [kN/m³]
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 20000$ [kN/m³]
- Si assume inoltre, ai fini del calcolo dei carichi permanenti, un peso specifico per la piattaforma stradale pari a $\gamma_{pav} = 20.00$ kN/m³.

7 SOTTOPASSO SCATOLARE

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura nei 2 casi che si presentano definiti come “sezione corrente” e “sezione nel tratto in corrispondenza del cavalcavia in acciaio”

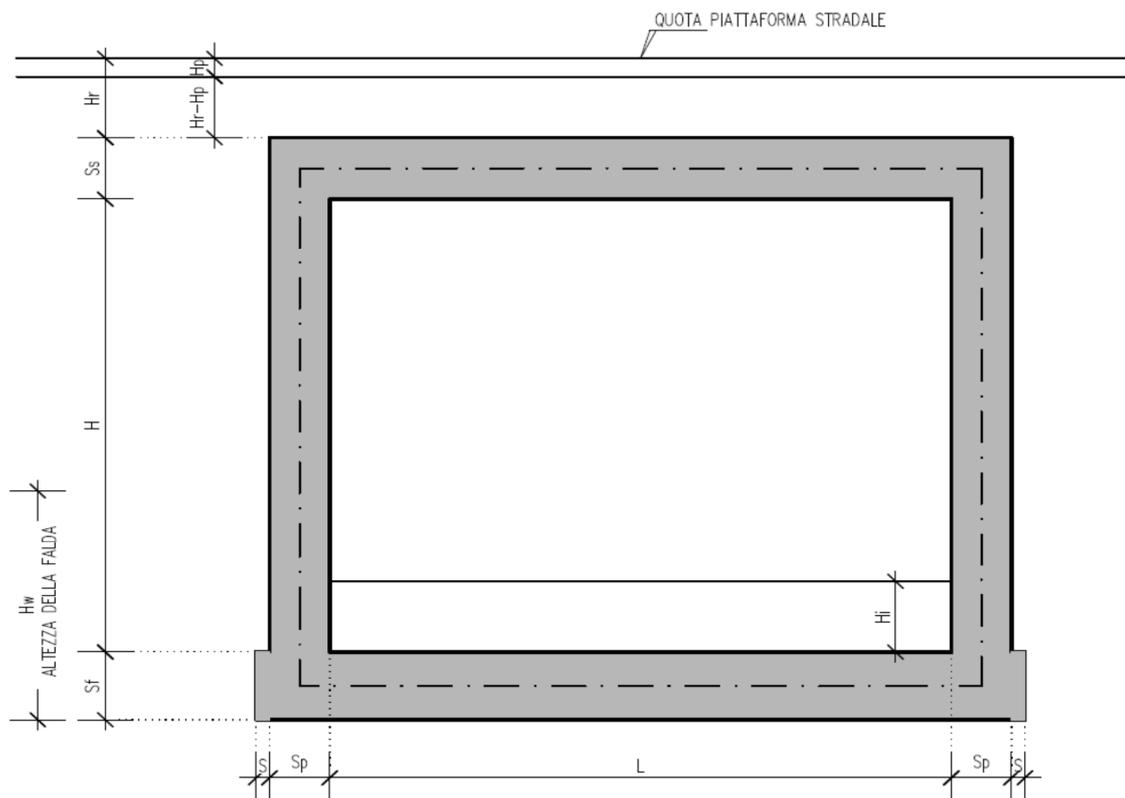


Figura 2 – Sezione tipologica del manufatto

Dimensioni geometriche (sezione in retto):

L	=	7.50	m
H	=	6.80	m
H _r	=	0.40 – 4.00	m
H _p	=	0.11	m
S _p	=	0.70	m
S _s	=	0.80	m
S	=	0.20	m
S _f	=	0.90-1.00	m
H _i	=	0.8	m
Falda		Non presente	

8 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

8.1.1 Straus 7 R 2.4.4

Il calcolo della struttura viene condotto con il programma Straus 7 release 2.4.4 della G+D Computing.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave)
- Elemento tipo STIFFNESS (molla lineare)
- Elemento tipo SUPPORT (molla distribuita)

Il programma STRAUS applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

8.1.2 Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 164 beam elements e da 164 nodi (figure 3 e 4).

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Nel caso in esame il valore della costante di sottofondo si assume pari a:

$$K_s = 20000 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_f$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure seguenti:

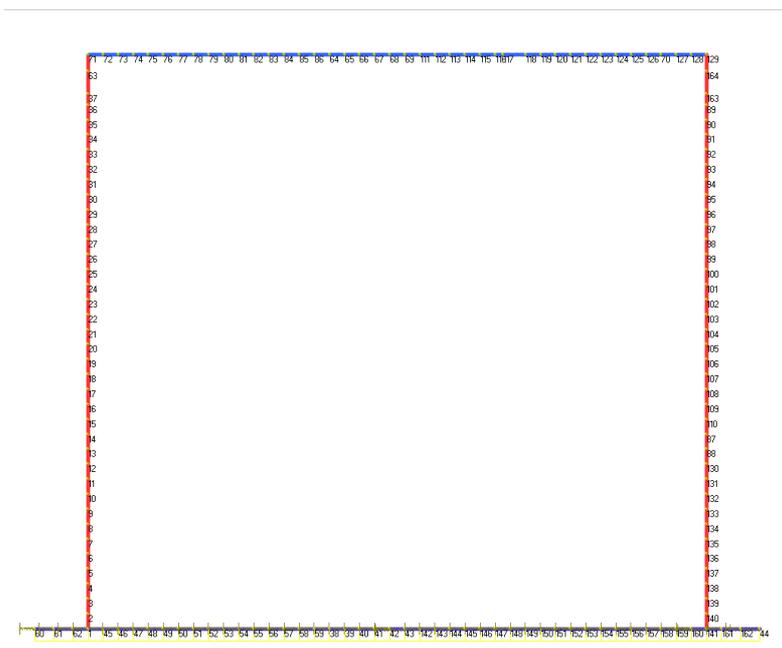


Figura 3 – Numerazione dei nodi



Figura 4 – Numerazione delle aste

9 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Si evidenzia che si sono condotti 2 studi: 1 nel caso di ricoprimento pari a 170 cm con sopra il carico stradale ed 1 nel caso di ricoprimento massimo (400 cm) ma asimmetrico in corrispondenza dello scatolare spalla.

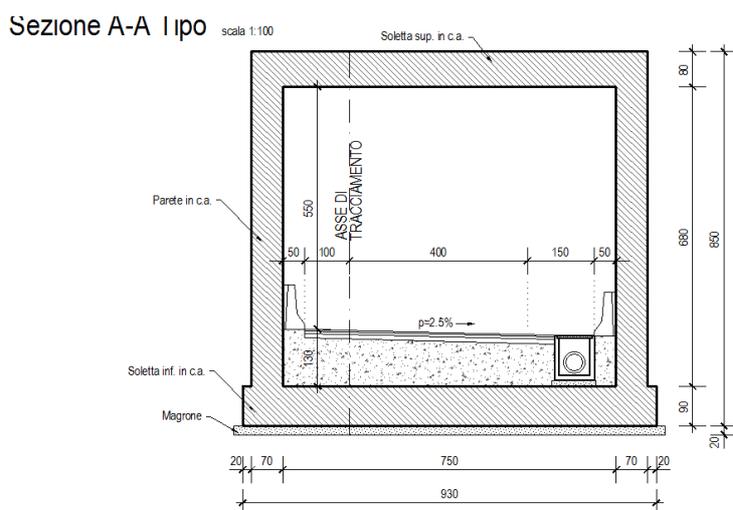


Figura 5 – sezione tipo

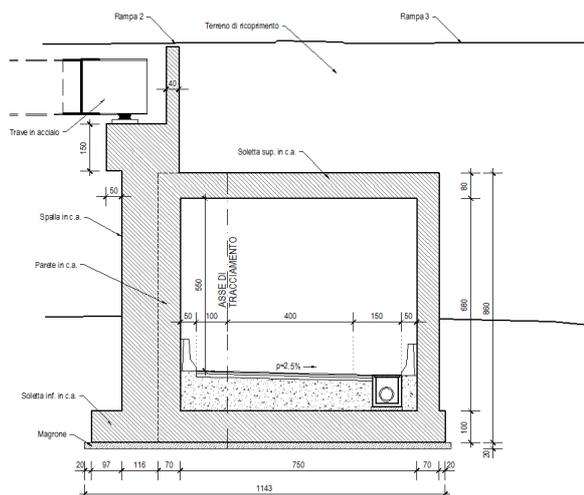


Figura 6 – sezione in corrispondenza della spalla del cavalcavia

Vengono prese in considerazione le Condizioni Elementari di carico di seguito riportate.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CD	Tipo	Sigla	Id
1	Ggk	peso proprio della struttura	
2	Gk	Pavimentazione superiore	
3	Gk	Sottofondo superiore	
4	Gk	Spinta a riposo piedritto sx K0 falda alta	
5	Gk	Spinta a riposo piedritto dx K0 falda alta	
6	Gk	Spinta sismica sinistra (Wood)	
7	Gk	Spinta sismica destra (Wood)	
8	Gk	Inerzia sismica orizzontale	
9	Gk	Inerzia sismica verticale	
10	Gk	Variabile q soletta superiore	
11	Gk	Variabile Q soletta superiore	
12	Qk	Variabile Q soletta superiore	
13	Qk	Variabile Q soletta superiore	
14	Qk	Frenatura	
15	Qk	Delta termico costante	
16	Qk	Delta termico gradiente	
17	Qk	Ritiro	
18	Gk	Pavimentazione inferiore	
19	Gk	Sottofondo inferiore	
20	Qk	Variabile Q soletta inferiore	
21	Qk	Variabile q soletta inferiore	
22	Qk	Folla soletta inferiore	
23	Qk	Spinta a riposo piedritto sx Q	
24	Qk	Spinta a riposo piedritto dx Q	
25	Qk	Spinta a riposo piedritto sx q	
26	Qk	Spinta a riposo piedritto dx q	

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- rilevato 20 kN/m³
- pavimentazione (spessore 0.11m) 20 kN/m³

Peso proprio e carichi permanenti portati

Peso proprio soletta superiore: $0.8 \times 25.00 = 20 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio soletta inferiore: $0.9 \times 25.00 = 22.5 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio soletta inferiore (tratto spalla): $1.0 \times 25.00 = 25.0 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio piedritto: $0.7 \times 25.00 = 17.5 \text{ kN/m}^2$

Pavimentazione superiore: $0.11 \times 20 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

Sottofondo superiore: $0.40 \times 20 = 8.00 \text{ kN/m}^2$

Pavimentazione inferiore: $0.11 \times 20 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

Sottofondo inferiore: $0.8 \times 20 = 16 \text{ kN/m}^2$

Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 6 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = k \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta k il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

In presenza di spinta a riposo:

Si evidenziano le spinte delle terre al limite superiore ed inferiore dello scatolare.

Nel caso 1 si considera la presenza del carico del terreno per uno spessore di 170 cm.

Si avrà dunque un carico permanente aggiuntivo di 34.00 kN/m^2 .

Nel caso 2 si considera la presenza del carico del terreno per uno spessore di 400 cm.

Si avrà dunque un carico permanente aggiuntivo di 80.00 kN/m^2 .

Carichi veicolari sulla soletta superiore

Si considerano 4 condizioni di carico relative alla presenza del carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore contemporaneamente al carico concentrato ipotizzato agente in 3 distinte posizioni (centrale rispetto alla soletta superiore, all'estremità sinistra ed all'estremità destra).

I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 14/01/2008.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti; i carichi concentrati sono pari a:

$Q1k = 300 \text{ kN}$ ad asse ($300 + 300 = 600 \text{ kN}$) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q2k = 200 \text{ kN}$ ad asse ($200 + 200 = 400 \text{ kN}$) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q3k = 100 \text{ kN}$ ad asse ($100 + 100 = 200 \text{ kN}$) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a $2.4 \times 1.60 \text{ m}$ (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9$

kN/m² applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m²).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale del 02/02/2009) e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

Caso 1

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2 \times (\tan 30^\circ \times 1.7 + 0.4) = 4.36 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

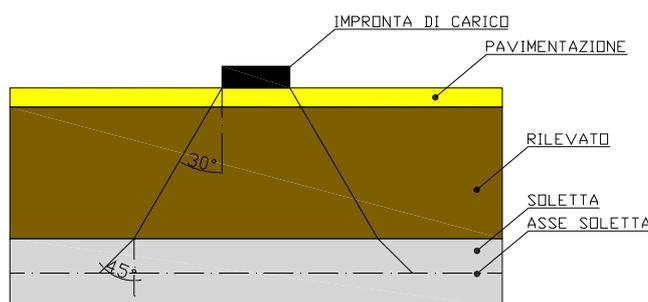
Caso 2

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2 \times (\tan 30^\circ \times 4.0 + 0.4) = 7.01 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore.



Caso 1

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt = 2.4 \text{ m} + 2 \times (\tan 30^\circ \times 1.7 + 0.4) = 5.16 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

Caso 2

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt = 2.4 \text{ m} + 2 \times (\tan 30^\circ \times 4.0 + 0.4) = 7.82 \text{ m}$$

(piano medio sol. sup.)

Ne deriva

Caso 1:

$$Q_{\max} = (600+400)/(4.36 \times 5.16) = 44.44 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 2,8\text{m (sovrapposizione dei carichi)}$$

$$Q_{q11} = (600)/(4.36 \times 5.16) = 26.66 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 3\text{m (effetto tratto sola corsia principale)}$$

$$Q_{q12} = (400)/(4.36 \times 5.16) = 17.77 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 3\text{m (effetto tratto sola corsia secondaria)}$$

Caso 2:

$$Q_{\max} = (600+400)/(7.01 \times 7.82) = 18.24 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 5,4\text{m (sovrapposizione dei carichi)}$$

$$Q_{q11} = (600)/(7.01 \times 7.82) = 10.94 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 3\text{m (effetto tratto sola corsia principale)}$$

$$Q_{q12} = (400)/(7.01 \times 7.82) = 7.3 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 3\text{m (effetto tratto sola corsia secondaria)}$$

Ad essi si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q_{1k}).

Le condizioni sopra descritte risultano in entrambi i casi più gravose in tutti i punti del modello rispetto al carico uniformemente distribuito di 20 kN/mq

La posizione del carico q equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico condizioni 11-12 13 per massimizzare:

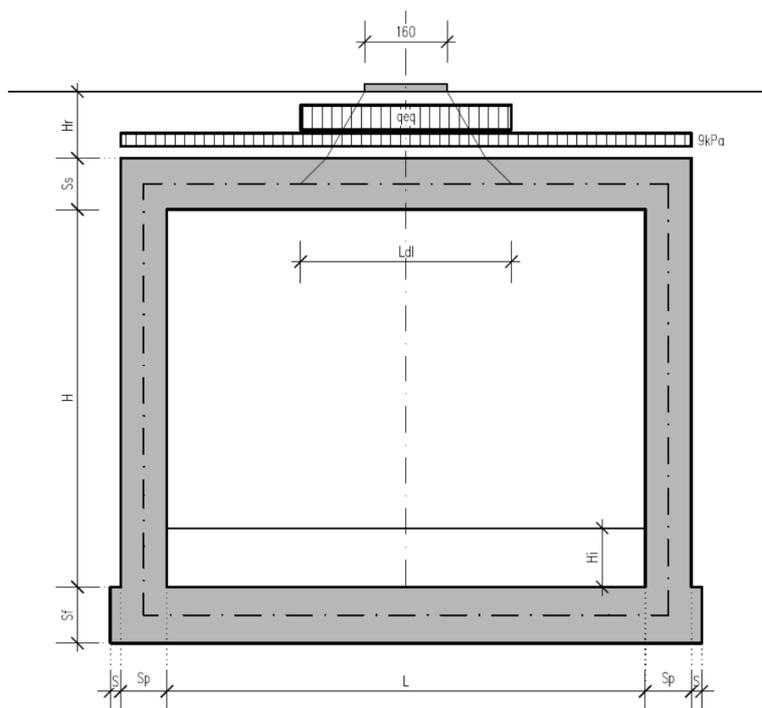


Figura 7 – condizione 11: il momento in mezzeria soletta

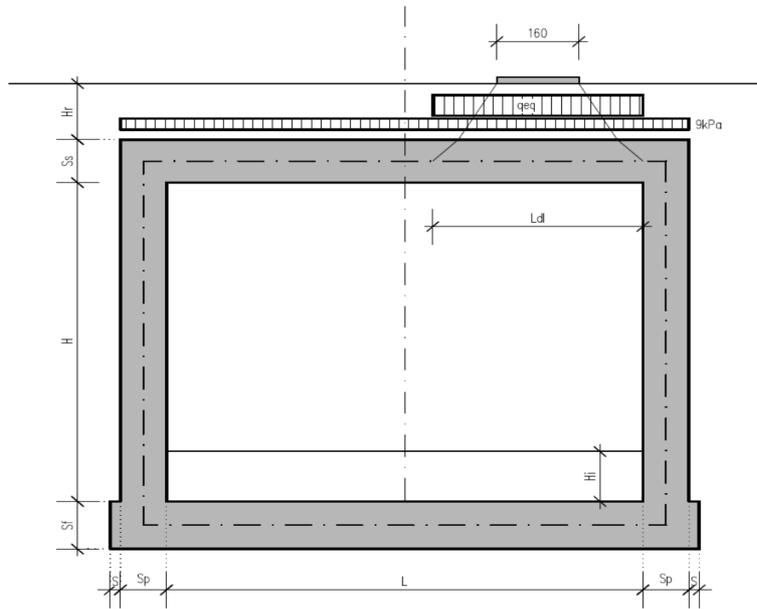


Figura 8 – condizione 12: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro

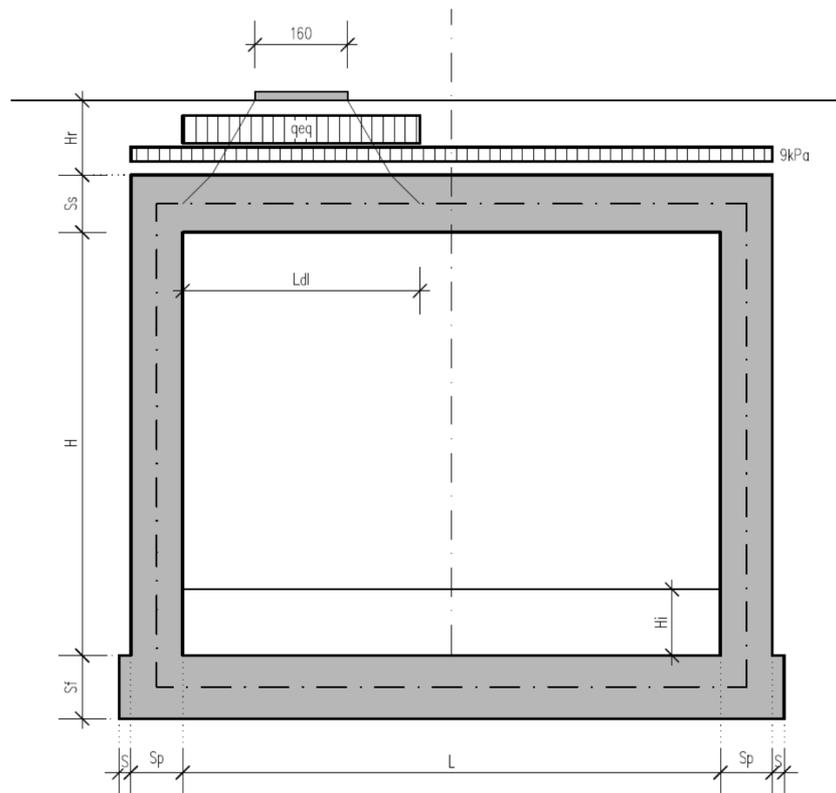


Figura 9 – condizione 13: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro

Si noti che se $L_d > L + 2 \times S_p$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti) allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi di carico condizioni 11-13 che vengono a coincidere tra di loro.

Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con il punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale 02/02/2009 per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m. Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale. Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600/(3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

Caso 1

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 4.40 \text{ m}$$

(piano medio sol. sup.)

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 8.80 \text{ m}$$

(piano medio sol. inf.)

Caso 2

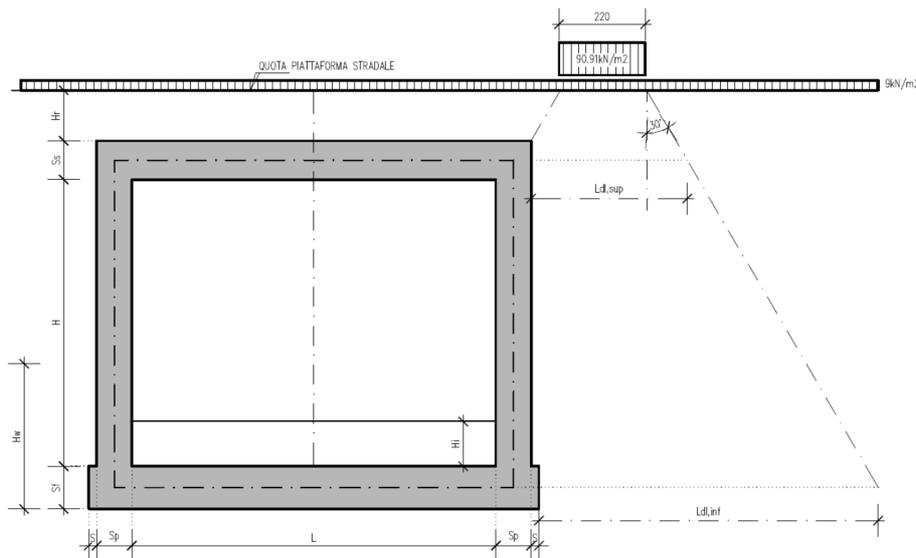
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 7.05 \text{ m}$$

(piano medio sol. sup.)

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 11.5 \text{ m}$$

(piano medio sol. inf.)



Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito, si ottiene quanto riportato nella figura seguente:

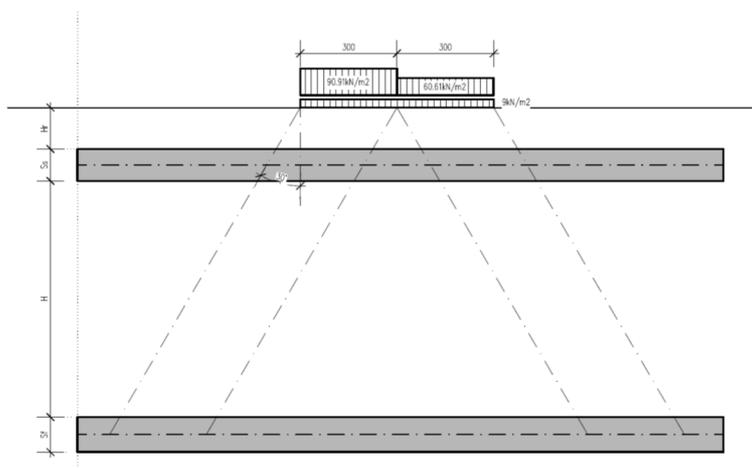


Figura 10 – diffusione trasversale del carico variabile

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:

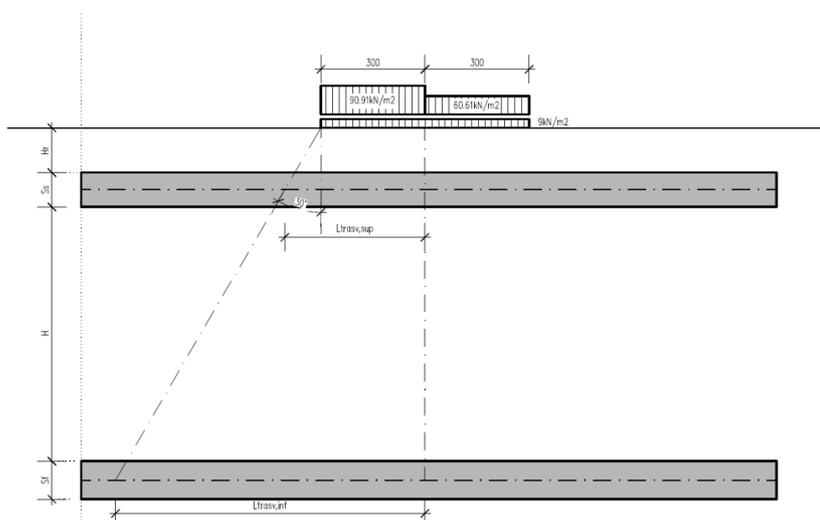


Figura 11 – diffusione trasversale di calcolo del carico variabile

Caso 1

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt,sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 4.21 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

$$Ldt,inf = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 8.63 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

Caso 2

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt,sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 5.54 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

$$Ldt,inf = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 9.95 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $qacc,sup2$ e $qacc,sup1$ come esemplificato nella immagine seguente.

Caso 1

$$qacc,sup = 2 \times Q1,k / (Ldt,sup \times Ldl,sup) \times k0 = 27.60 \text{ kN/m}$$

$$qacc,inf = 2 \times Q1,k / (Ldt,inf \times Ldl,inf) \times k0 = 6.73 \text{ kN/m}$$

Caso 2

$$qacc,sup = 2 \times Q1,k / (Ldt,sup \times Ldl,sup) \times k0 = 13.08 \text{ kN/m}$$

$$qacc,inf = 2 \times Q1,k / (Ldt,inf \times Ldl,inf) \times k0 = 2.23 \text{ kN/m}$$

Tali spinte corrispondono alle condizioni 23-24.

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m^2 a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sui piedritti dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m^2 con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m^2 sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k0 \times q1k = 0.426 \times 9 = 3.84 \text{ kN/m} \quad (\text{spinta a riposo, condizioni 25-26, piedritto sinistro/destro})$$

Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applica il carico tandem corrispondente a ciascuna colonna di carico Qi,k , ripartito su una larghezza pari all'ingombro della colonna di carico convenzionale (3m), e una lunghezza ottenuta dalla ripartizione del carico fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta ipotizzando un ricoprimento minimo per massimizzare tale effetto.

Base collaborante trasversale: $BT = 3.00\text{m}$
Ingombro longitudinale: $LL = 1.60 + 2 * (0.8 * \tan 30^\circ + 0.9/2) = 3.40\text{m}$
 $Q1 = 600/3.00/3.40 = 58.82 \text{ kN/m}^2$
 $Q2 = 400/3.00/3.40 = 39.12 \text{ kN/m}^2$

Si considera inoltre il carico relativo q relativo alla colonna continua di intensità pari a 9 kN/m^2 (condizione di carico 21).
Si considera inoltre il carico della folla con un valore pari al 50% di intensità (condizione di carico 22).
Essa viene considerata agire contemporaneamente ai carichi stradali.
 $Q \text{ folla} = 0.5 * 5.00 = 2.50 \text{ kN/m}^2$

Frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 14/01/2008):

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 * 2 * Q1k + 0.10 * q1k * w1 * L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q1k = 300 \text{ kN}$$

$$q1k = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 * Sp + Bi \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$Fr = 384 \text{ kN}$$

Caso 1

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

$$q_f = 384 / 4.2 = 91 \text{ kN (condizione di carico 14)}$$

Caso 2

Si considera una larghezza di diffusione maggiore per l'effetto dell'elevato ricoprimento

$$B = 3.0 + 2 * (\tan 30^\circ * 4.0 + 0.4) = 8.41$$

$$q_f = 384 / 8.41 = 45.66 \text{ kN}$$

Azioni sismiche

(Condizioni di carico 6-9)

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = a_g/g \text{ (SLV)} = 0.07 \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.035$$

$$S = 1.2$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici determinati in funzione delle coordinate del sito, della tipologia di terreno (categoria B), della categoria topografica (T1)

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad h/2 del piedritto.

1 - Ai fini delle azioni verticali sulla soletta superiore, inferiore e sui piedritti, non considerando i carichi accidentali, si hanno le seguenti forze in gioco sull'orizzontale e sul verticale (condizioni 8-9):

Orizzontali:

$$F_{I\ SS} = 0.07 \times 1.2 \times (0.8 \times 25 + 0.11 \times 20 + 1.6 \times 20) = 4.56 \text{ kN/m}^2 \text{ caso 1}$$

$$F_{I\ SS} = 0.07 \times 1.2 \times (0.8 \times 25 + 0.11 \times 20 + 3.9 \times 20) = 8.60 \text{ kN/m}^2 \text{ caso 2}$$

$$F_{I\ P} = 0.07 \times 1.2 \times (0.7 \times 25) = 1.47 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{I\ SI} = 0.07 \times 1.2 \times (0.9 \times 25 + 0.11 \times 20 + 0.8 \times 20) = 3.42 \text{ kN/m}^2 \text{ caso 1}$$

$$F_{I\ SI} = 0.07 \times 1.2 \times (1.0 \times 25 + 0.11 \times 20 + 0.8 \times 20) = 3.64 \text{ kN/m}^2 \text{ caso 2}$$

In direzione verticale i valori agenti sulle solette sono ridotti al 50%.

2 - Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera in aggiunta il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio

Sovraspinta sismica (condizioni 6-7):

$$q_{sis} = k_h \times \gamma \times h_{tot}/h$$

dove si indica con h_{tot} l'altezza totale del tombino compresi gli spessori delle solette superiore e inferiore più l'altezza di ricoprimento totale del tombino mentre con h si intende l'altezza del modello di calcolo.

Azioni termiche

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore (Condizione di carico 15) ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (Condizione di carico 16).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = kh \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in ‰)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

h_0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

Tabella 11.2.Vb – Valori di kh

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si ha il seguente valore del ritiro:

$\epsilon_{cs} = 0.00033$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi(t = \infty) = 1.6$. Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$E^*c = E_c / (1 + \Phi) = 12533 \text{ N/mm}^2$. (Condizione di carico 17)

10 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

I carichi caratteristici sopra elencati (condizioni di carico), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

Si sono considerati agenti tutti i carichi su un unico modello.

I carichi applicati hanno il loro valore nominale di seguito riportato.

In sede di combinazione dei carichi e di involuppi si sono opportunamente coefficientati i vari carichi agenti.

- involuppo dei carichi **allo SLU**
- involuppo dei carichi in condizioni **sismiche SLV**
- involuppo dei carichi in condizione **rara** (esercizio)
- involuppo dei carichi in condizione **frequente** (esercizio)
- involuppo dei carichi in condizione **quasi permanente** (esercizio)

L'involuppo in presenza di ciascuna di queste configurazioni prevede la presenza di differenti coefficienti di combinazione sia nei confronti dei carichi variabili sia per quanto riguarda i carichi permanenti (peso proprio, spinte del terreno e di carichi permanenti ed accidentali a tergo rilevato).

L'involuppo dei carichi variabili prevede la presenza nel modello dei carichi opportunamente coefficientati e raggruppati (vedi tabella 5.1.IV delle norme tecniche) in maniera tale da considerare presenti contemporaneamente diversi carichi accidentali rendendo tuttavia carico principale di volta in volta una diversa azione rispetto alle altre (queste ultime valutate quindi presenti con carichi amplificati opportunamente ridotti).

L'involuppo definito dei carichi eccezionali prevede la presenza nel modello finale dei carichi collegati al sisma.

Anche i carichi permanenti del modello nelle due configurazioni fin qui descritte sono caratterizzati da differenti coefficienti a seconda di qual è il tipo di involuppo considerato.

Discorso analogo si può effettuare per gli involuppi definiti "rara", "frequente" e "quasi permanente" dove ancora una volta i coefficienti dei carichi permanenti agenti sono caratterizzati da coefficienti diversi rispetto ai precedenti tipi di involuppo.

Di seguito si riporta una tabella che riporta per ciascun involuppo relativo ad uno dei modelli i coefficienti moltiplicativi utilizzati per le singole condizioni di carico elementari sia nel caso in cui esse agiscano a favore di sicurezza sia nel caso in cui agiscano a sfavore di sicurezza. Ci si riferisce ad un caso generale. Qualora alcune delle condizioni elementari riportate negli involuppi non fosse presente nel modello analizzato essa viene posta pari a 0 nel modello stesso e non sortisce quindi alcun effetto a livello di involuppo.

10.1.1 Combinazioni per lo stato limite ultimo

$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{e3} \psi_{0,e3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{e3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

10.1.2 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara

$G_1 + R + Q_{k1} + \psi_{0,e3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$G_1 + R + T + \psi_{01} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

10.1.3 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente

$G_1 + R + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

10.1.4 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente

$G_1 + R + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$

10.1.5 Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$E_1 = 1.00 EH + 0.30 EV +$ (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso l'alto al 30%)

$E_2 = 1.00 EH + 0.30 EV -$ (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso il basso al 30%)

$E_3 = 0.30 EH + 1.00 EV +$ (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso l'alto al 100%)

$E_4 = 0.30 EH + 1.00 EV -$ (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso il basso al 100%)

$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$

11 DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

11.1.1 Involuppo SLU/SLV momento flettente

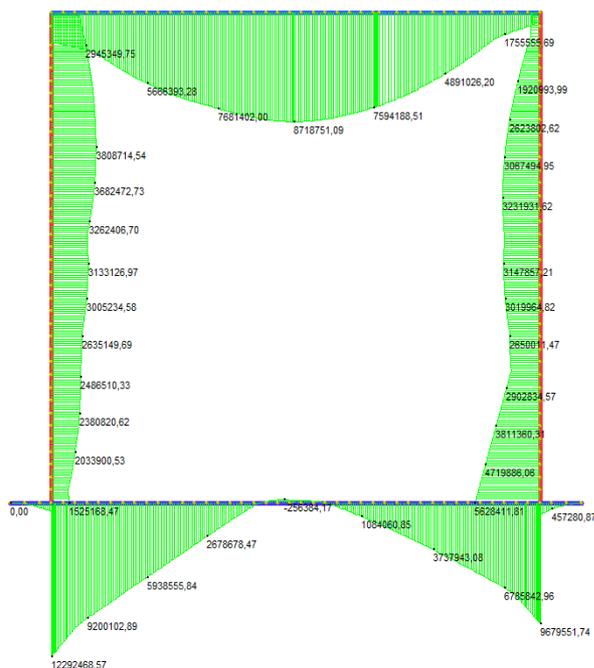


Figura 12 – Involuppo SLU max caso 1

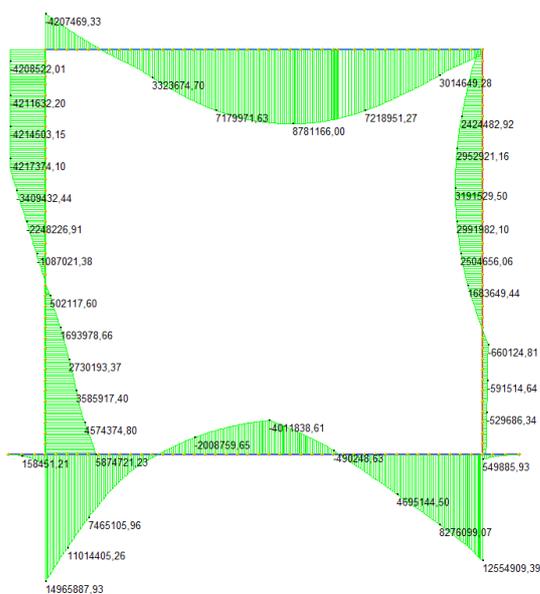


Figura 13 – Involuppo SLU max caso 2

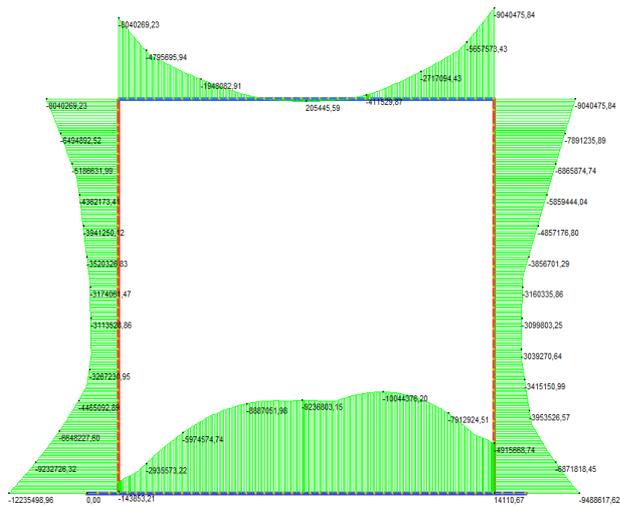


Figura 14 – Involuppo SLU min caso 1

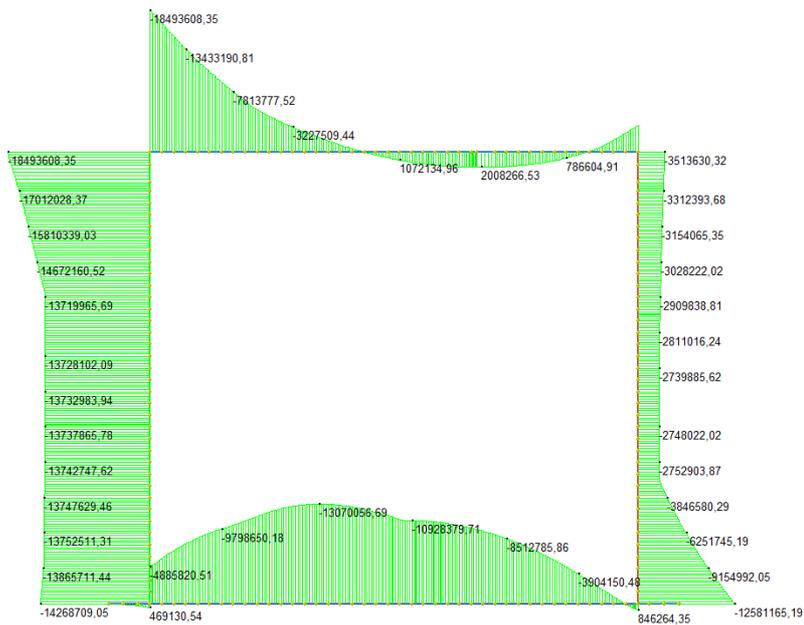


Figura 15 – Involuppo SLU min caso 2

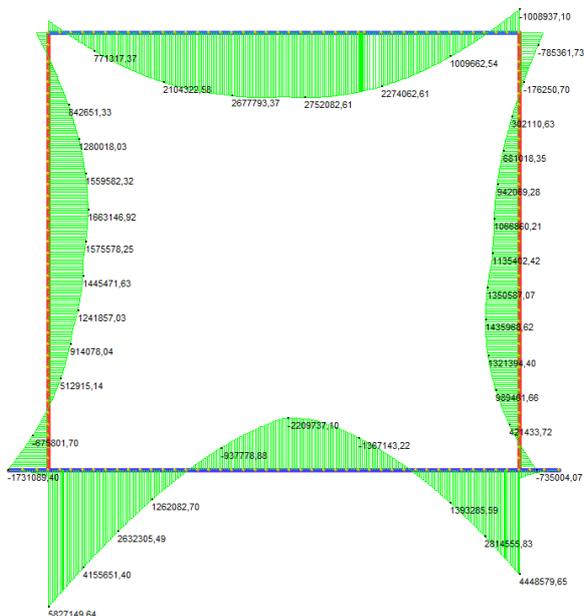


Figura 16 – Involuppo SLV max caso 1

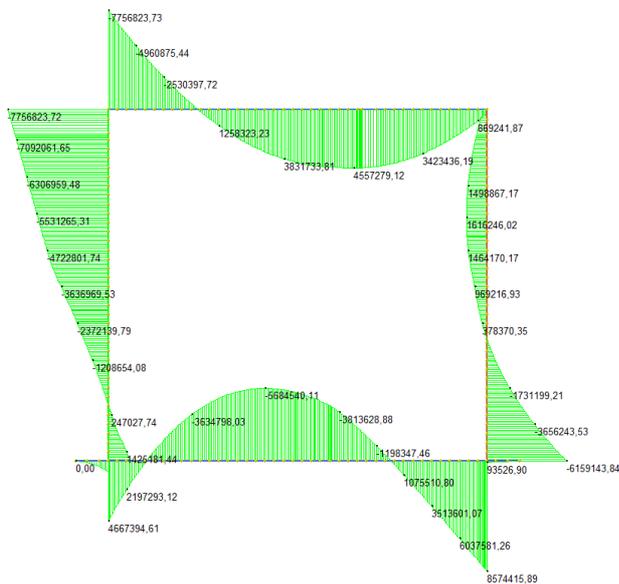


Figura 17 – Involuppo SLV max caso 2

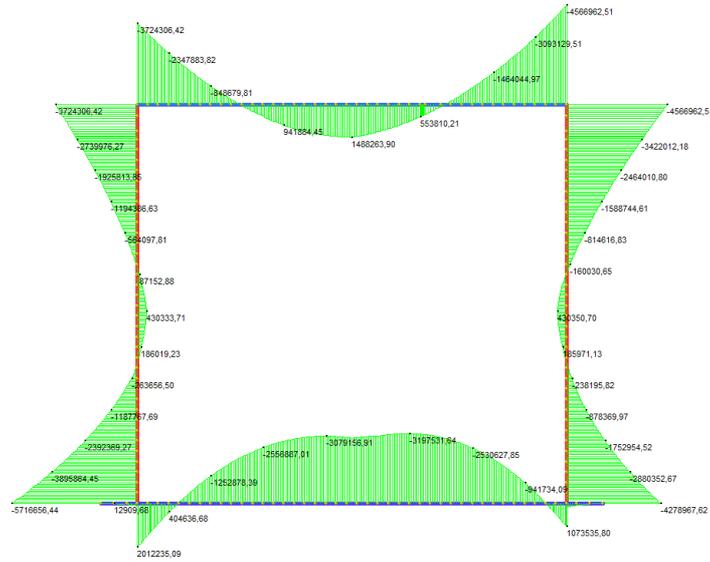


Figura 18 – Inviluppo SLV min caso 1

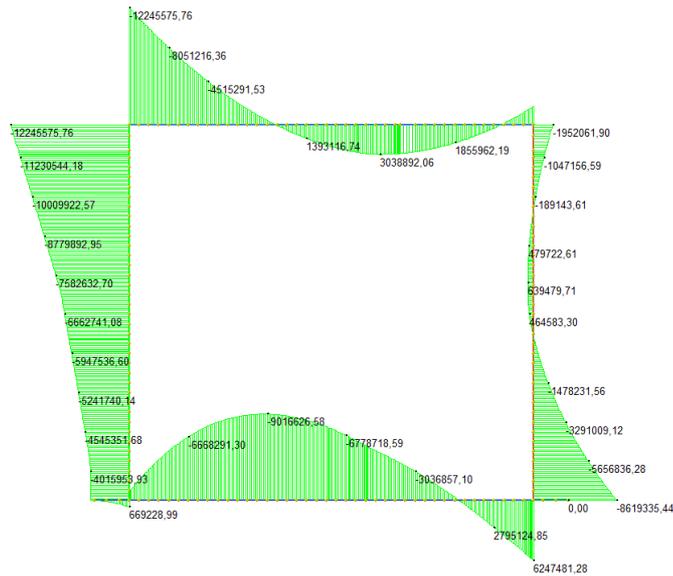


Figura 19 – Inviluppo SLV min caso 2

11.1.2 Involuppo taglio SLU/SLV

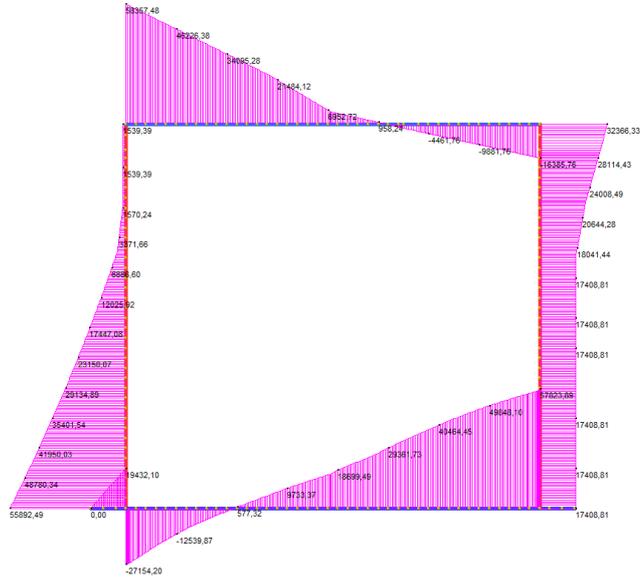


Figura 20 – Involuppo SLU max caso 1

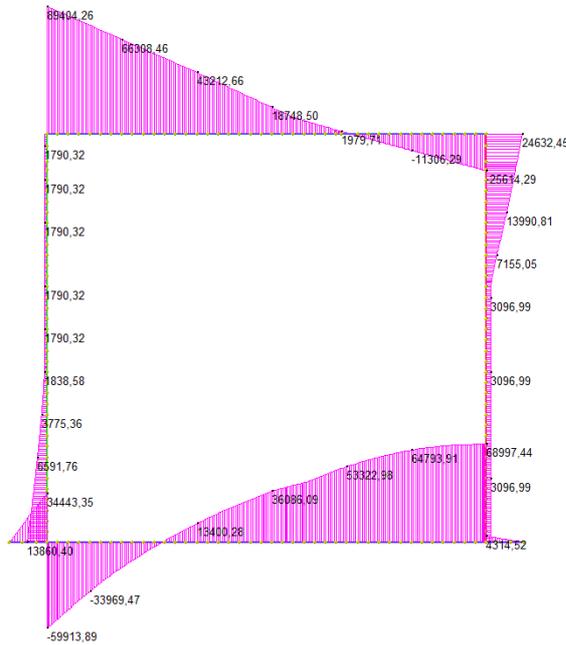


Figura 21 – Involuppo SLU max caso 2

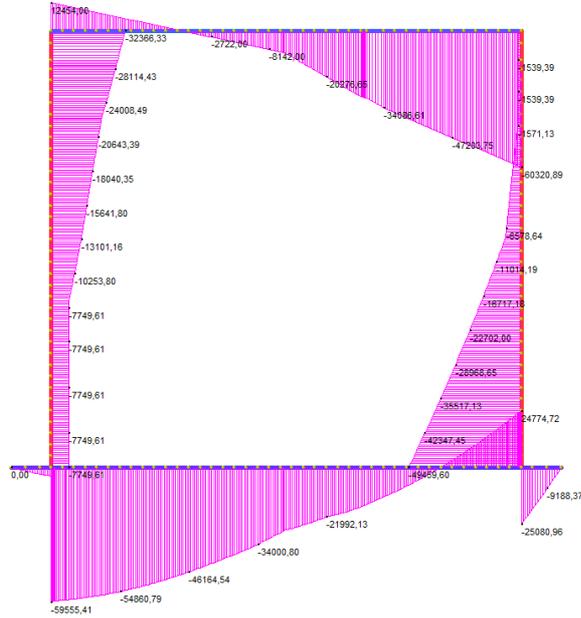


Figura 22 – Involuppo SLU min caso 1



Figura 23 – Involuppo SLU min caso 2

11.1.3 Involuppo condizione RARA momento flettente

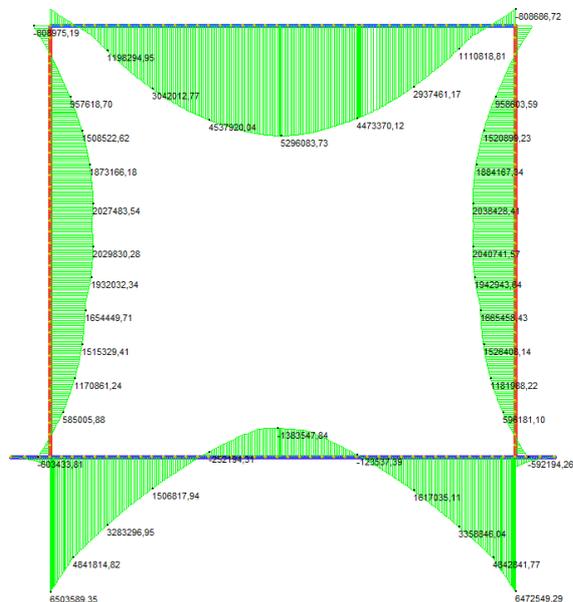


Figura 24 – Involuppo RARA max caso 1

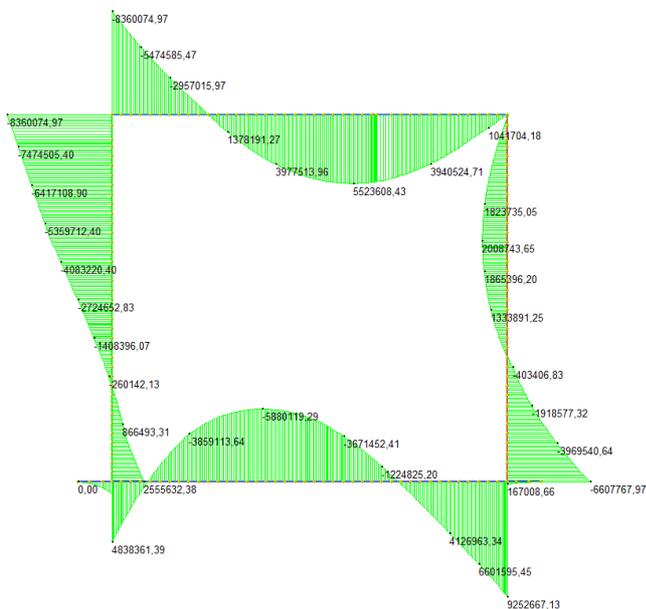


Figura 25 – Involuppo RARA max caso 2

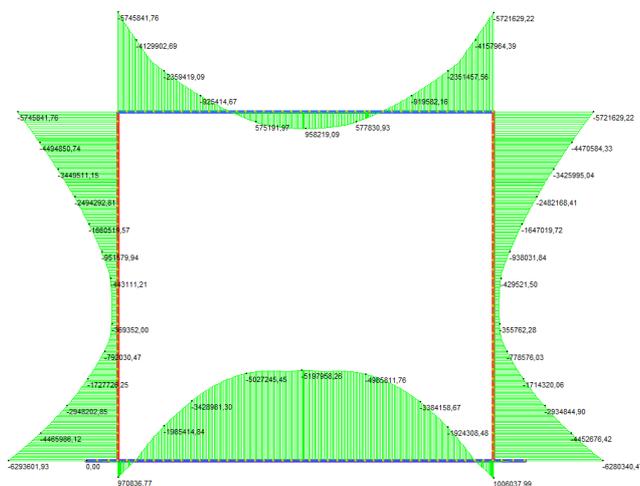


Figura 26 – Involuppo RARA min caso 1

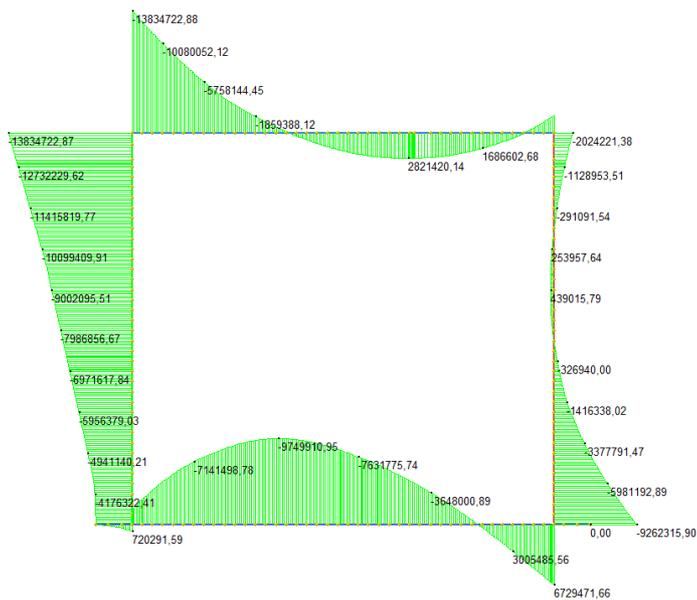


Figura 27 – Involuppo RARA min caso 2

11.1.4 Involuppo condizione FREQUENTE momento flettente

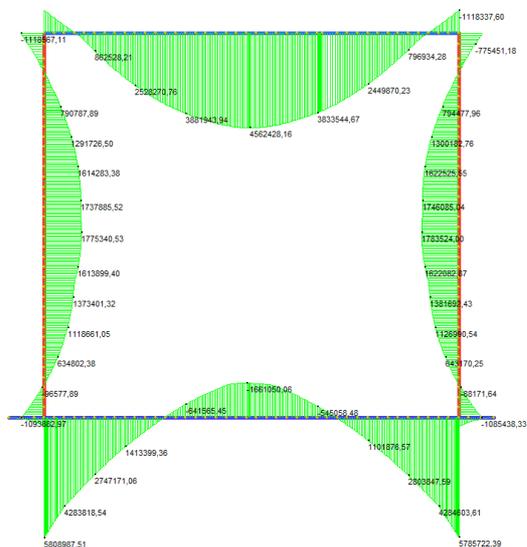


Figura 28 – Involuppo FREQUENTE max caso 1

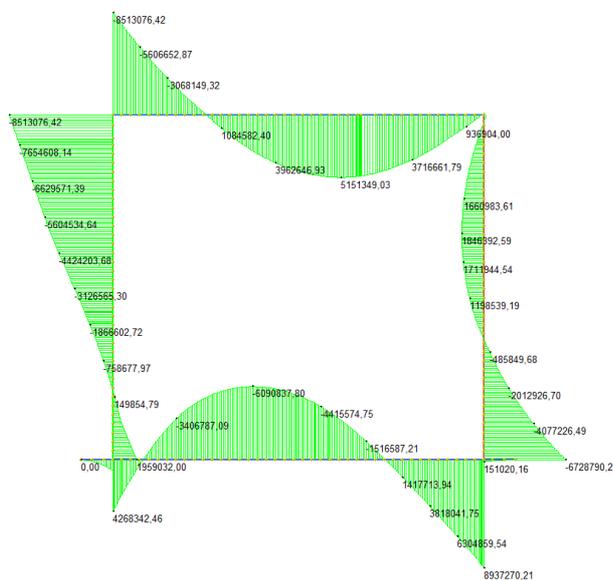


Figura 29 – Involuppo FREQUENTE max caso 2

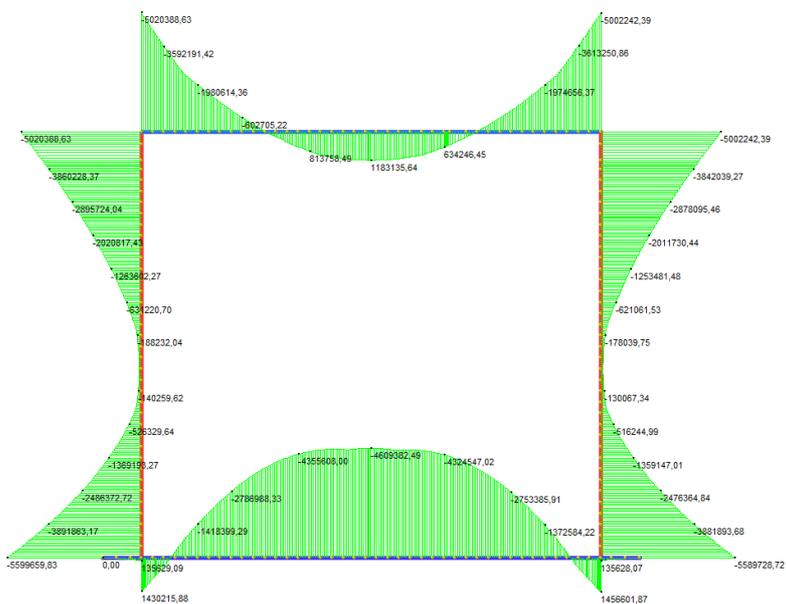


Figura 30 – Involupto FREQUENTE min caso 1

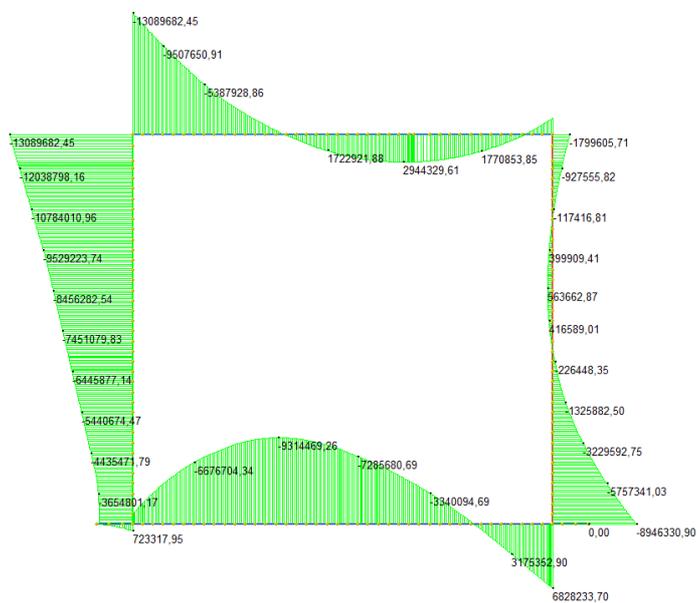


Figura 31 – Involupto FREQUENTE min caso 2

11.1.5 Involuppo condizione QUASI PERMANENTE momento flettente

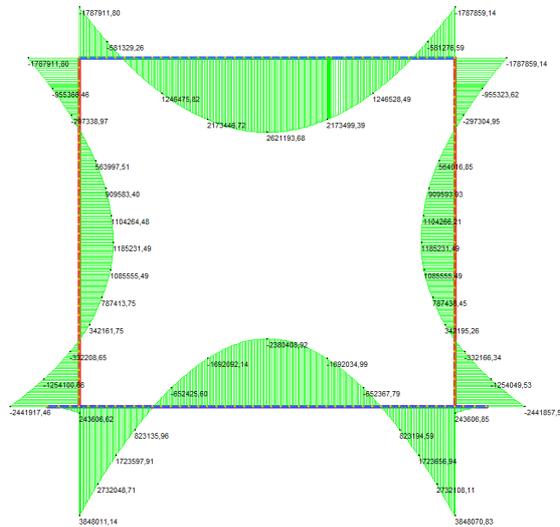


Figura 32 – Involuppo QUASI PERMANENTE max caso 1

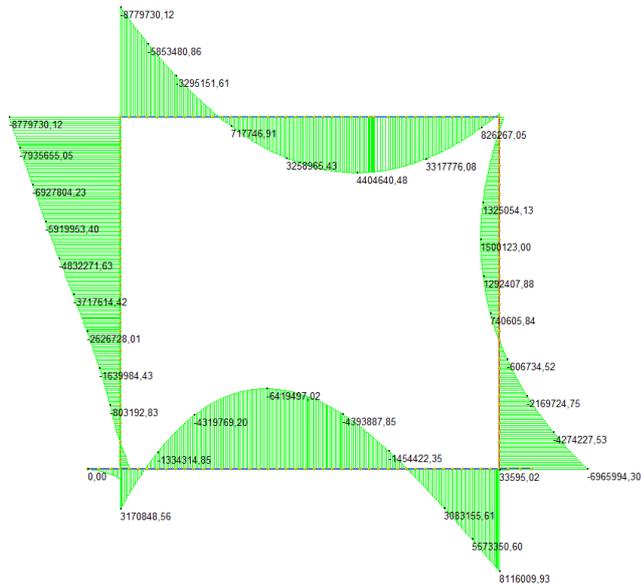


Figura 33 – Involuppo QUASI PERMANENTE max caso 2

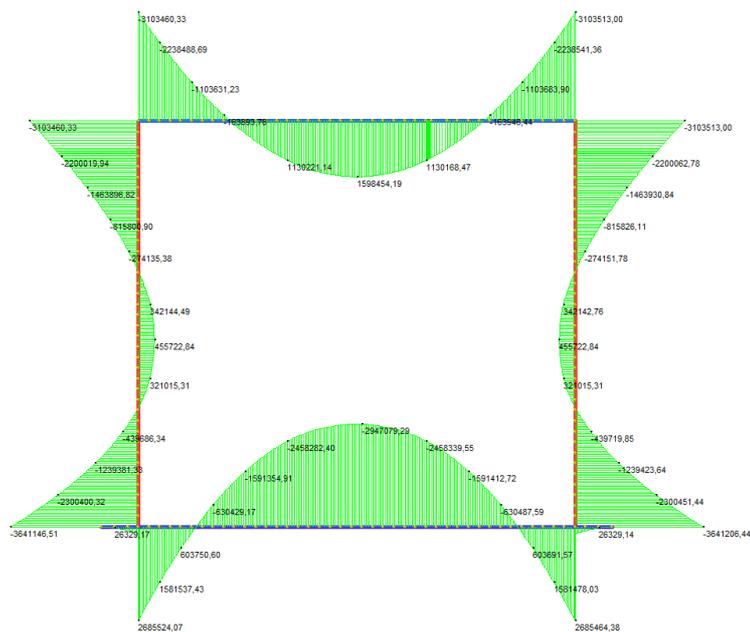


Figura 34 – Involuppo QUASI PERMANENTE min caso 1

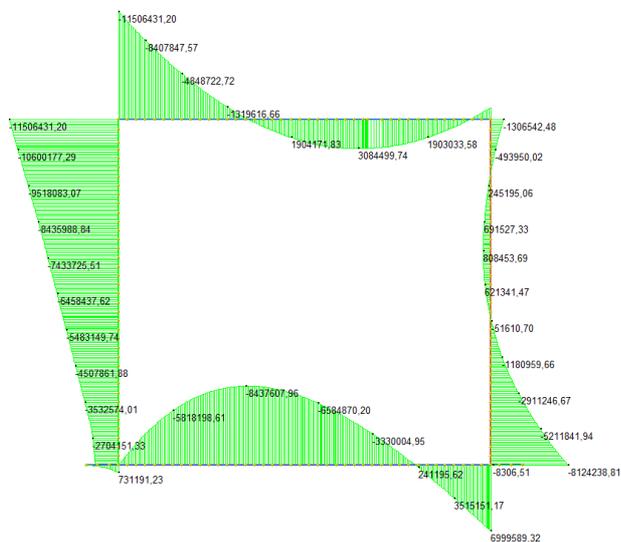


Figura 35 – Involuppo QUASI PERMANENTE min caso 2

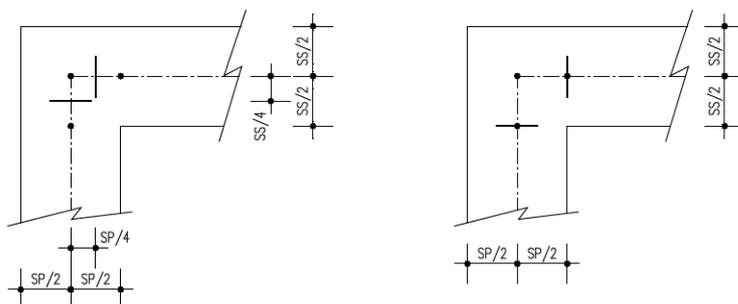
12 VERIFICHE DI RESISTENZA ED IN ESERCIZIO

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

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

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali“.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso di strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso di strutture in ambiente molto aggressivo ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

12.1.1 Soletta superiore

Caso 1

B = 100 cm

H = 80 cm

Cop = 45 mm

Campata

As inf = $\phi 22/10$

As sup = $\phi 22/20$

Nodo

As inf = $\phi 22/10$

As sup = $\phi 22/10$

Caso 2

B = 100 cm

H = 80 cm

Cop = 45 mm

Campata

As inf = $\phi 24/10$

As sup = $\phi 22/20$

Nodo

As inf = $\phi 24/10$

As sup = $\phi 22/10 + \phi 24/10$

Verifiche SLU/SLV:

Caso 1

Campata

M = 871.70 kNm

N = -2.35 kN

c.s. = 1.13

M = 310.89 kNm

N = -708.80 kN

c.s. = 2.84



Nodo

$$M = 785.60 \text{ kNm}$$

$$N = -171.52 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.35$$

$$M = 405.37 \text{ kNm}$$

$$N = -174.69 \text{ kN}$$

$$c.s. = 2.20$$

Caso 2

Campata

$$M = 878.70 \text{ kNm}$$

$$N = 8.16 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.14$$

Nodo

$$M = 1678.41 \text{ kNm}$$

$$N = -221.13 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.35$$

Verifiche combinazione RARA:

Caso 1

Campata

$$M = 529.06 \text{ kNm}$$

$$N = -131.41 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 6.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 192.9 \text{ Mpa}$$

Nodo

$$M = 492.36 \text{ kNm}$$

$$N = -191.92 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 5.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 169.5 \text{ Mpa}$$

Caso 2

Campata

$$M = 536.66 \text{ kNm}$$

$$N = -122.65 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 5.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 161.5 \text{ Mpa}$$

Nodo

$$M = 1253.36 \text{ kNm}$$

$$N = -164.55 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 10.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 239.9 \text{ Mpa}$$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Caso 1

Campata

$$M = 261.81 \text{ kNm}$$

$$N = -123.56 \text{ kN}$$

non fessurata

Nodo

$$M = 429.30 \text{ kNm}$$

$$N = -178.36 \text{ kN}$$

$$W_k = 0.1$$

Caso 2

Campata

$$M = 503.52 \text{ kNm}$$

$$N = -122.20 \text{ kN}$$

$$W_k = 0.16$$

Nodo

$$M = 1043.26 \text{ kNm}$$

$$N = -135.26 \text{ kN}$$

$$W_k = 0.198$$

Si dispongono inoltre (1+1) ϕ 14/20 longitudinali.

Verifiche SLU/SLV taglio:

Soletta superiore caso 1:

Si adottano $\phi 14/40 \times 33$

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
calcestruzzo					
classe			C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]		
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck/0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1,50			
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c
acciaio					
tipo			B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]		
coefficiente	γ_s	1,15			
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
calcestruzzo					
larghezza della sezione	bw	100	[cm]		
altezza della sezione	h	80	[cm]		
copriferro	c	5	[cm]		
altezza utile	d	73,9	[cm]		d=h-c- $\phi/2$
acciaio					
numero barre	n1	10			
diametro	$\phi 1$	22	[mm]		
area di una barra	As1,i	3,80	[cm ²]		
area totale	As1	38,00	[cm ²]		As1=n1*As1,i
numero barre	n2	?			
diametro	$\phi 2$?	[mm]		
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]		
area totale	As2	0,00	[cm ²]		As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	38,00	[cm ²]		As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
coefficiente	k	1,520			k=1+(200/d) ^{1/2}
rapporto geometrico d'armatura	$\rho 1$	0,005	< 0.02		$\rho 1 = A_s / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]		
area calcestruzzo	Ac	7390	[cm ²]		Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / A_c$
	v min	0,347	[N/mm ²]		v min=0.035*k*(3/2)*fck ^{1/2}
	V_{Rd}	328,0	[kN]		
	V'_{Rd}	256,5	[kN]		ok: $V_{Rd} > V'_{Rd}$
taglio agente	V_{Sd}	556,0	[kN]		
Vrd < Vsd: serve armatura a taglio					
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio					
- taglio trazione (lato acciaio)					
diametro	ϕ_w	14	[mm]		
passo	sw	40	[cm]		
numero bracci	nb	3,333			
area di una barra	Asw,i	1,54	[cm ²]		
area totale	Asw	5,13	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad	
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad	ok: $1.0 < \cotg t < 2.5$
	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$				
taglio resistente con staffe	V_{Rsd}	578,4	[kN]		
- taglio compressione (lato calcestruzzo)					
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot (1 + (\cotg \theta)^2)$					
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00			
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd
taglio resistente lato calcestruzzo	V_{Rcd}	2284,8	[kN]		
taglio agente	V_{Sd}	556,0	[kN]		
taglio resistente	V_{Rd}	578,4	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)

Soletta superiore caso 2:

Si adottano $\phi 16/40 \times 25$

verifica a taglio						
- caratteristiche meccaniche						
<i>calcestruzzo</i>						
classe				C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]			
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]			fck0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1,50				
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]			fcd=0.85*fck/ γ_c
<i>acciaio</i>						
tipo				B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]			
coefficiente	γ_s	1,15				
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]			fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche						
<i>calcestruzzo</i>						
larghezza della sezione	bw	100	[cm]			
altezza della sezione	h	80	[cm]			
copriferro	c	5	[cm]			
altezza utile	d	73,8	[cm]			d=h-c- $\phi/2$
<i>acciaio</i>						
numero barre	n1	10				
diametro	$\phi 1$	24	[mm]			
area di una barra	As1,i	4,52	[cm ²]			
area totale	As1	45,20	[cm ²]			As1=n1*As1,i
numero barre	n2	?				
diametro	$\phi 2$?	[mm]			
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]			
area totale	As2	0,00	[cm ²]			As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	45,20	[cm ²]			As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio						
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$						
coefficiente	k	1,521				k=1+(200/d) ^{1/2}
rapporto geometrico d'armatura	$\rho 1$	0,006	< 0.02			$\rho 1 = As / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]			
area calcestruzzo	Ac	7380	[cm ²]			Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]			$\sigma_{cp} = Np / Ac$
	v min	0,347	[N/mm ²]			v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	347,3	[kN]			ok: V Rd > V' Rd
$(v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	256,3	[kN]			
taglio agente	V Sd	828,0	[kN]			
						Vrd < Vsd: serve armatura a taglio
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio						
<i>- taglio trazione (lato acciaio)</i>						
diametro	ϕ_w	16	[mm]			
passo	sw	40	[cm]			
numero bracci	nb	4				
area di una barra	Asw,i	2,01	[cm ²]			
area totale	Asw	8,04	[cm ²]			Asw=nb*Asw,i
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad		
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad		ok: 1.0 < cotg t < 2.5
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$						
taglio resistente con staffe	V Rsd	904,8	[kN]			
<i>- taglio compressione (lato calcestruzzo)</i>						
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$						
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00				
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]			fcd=0.5*fcd
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	2281,7	[kN]			
taglio agente	V Sd	828,0	[kN]			
taglio resistente	V Rd	904,8	[kN]			Vrd=min(Vrtd;Vrsd)
						ok: Vrd > Vsd

12.1.2 Piedritti

Caso 1

B = 100 cm

H = 70 cm

Cop = 45 mm

As est = $\phi 22/10$

As int = $\phi 20/20$

Caso 2

B = 100 cm

H = 174 cm

Cop = 45 mm

As est = $\phi 24/10$

As int = $\phi 20/10$

Verifiche SLU/SLV:

Caso 1

Nodo

M = 866.3 kNm

N = -608.11 kN

c.s. = 1.21

Caso 2

Nodo

M = 878.70 kNm

N = 8.16 kN

c.s. = 1.14

Verifiche combinazione RARA:

Caso 1

Nodo

M = 530.28 kNm

N = -410.96 kN

σ_c = 8.1 Mpa

σ_s = 197.6 Mpa

Caso 2

Nodo



$M = 1328.00 \text{ kNm}$

$N = -661.48 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.0 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 125.0 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Caso 1

Nodo

$M = 280.00 \text{ kNm}$

$N = -230.93 \text{ kN}$

$W_k = 0.1$

Caso 2

Nodo

$M = 1213.37 \text{ kNm}$

$N = -646.89 \text{ kN}$

Non fessurata

Si dispongono inoltre $(1+1)\phi 14/20$ longitudinali.

Verifiche SLU/SLV taglio:

Piedritti caso 1:

Si adottano $\phi 14/30 \times 33$

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
<i>calcestruzzo</i>					
classe			C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]		
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck/0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1,50			
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c
<i>acciaio</i>					
tipo			B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]		
coefficiente	γ_s	1,15			
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
<i>calcestruzzo</i>					
larghezza della sezione	bw	100	[cm]		
altezza della sezione	h	70	[cm]		
copriferro	c	5	[cm]		
altezza utile	d	63,9	[cm]		d=h-c- $\phi/2$
<i>acciaio</i>					
1	numero barre	n1	10		
	diametro	$\phi 1$	22	[mm]	
	area di una barra	As1,i	3,80	[cm ²]	
	area totale	As1	38,00	[cm ²]	As1=n1*As1,i
2	numero barre	n2	?	[mm]	
	diametro	$\phi 2$?	[mm]	
	area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]	
	area totale	As2	0,00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
	area totale barre longitudinali	As	38,00	[cm ²]	As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
coefficiente	k	1,559			k=1+(200/d) ^{1/2}
rapporto geometrico d'armatura	ρ	0,006	< 0.02		$\rho = As / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]		
area calcestruzzo	Ac	6390	[cm ²]		Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / Ac$
	v min	0,361	[N/mm ²]		v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	305,4	[kN]		ok: V Rd > V' Rd
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	230,5	[kN]		
taglio agente	V Sd	511,0	[kN]		
	Vrd < Vsd: serve armatura a taglio				
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio					
<i>- taglio trazione (lato acciaio)</i>					
staffe	diametro	ϕw	14	[mm]	
	passo	sw	30	[cm]	
	numero bracci	nb	3,33		
	area di una barra	Asw,i	1,54	[cm ²]	
	area totale	Asw	5,13	[cm ²]	Asw=nb*Asw,i
	inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad
	inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad ok: 1.0 < cotg t < 2.5
	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$				
	taglio resistente con staffe	V Rsd	666,3	[kN]	
<i>- taglio compressione (lato calcestruzzo)</i>					
	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$				
	coefficiente maggiorativo	α_c	1,00		
	resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]	fcd=0.5*fcd
	taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	1975,6	[kN]	
	taglio agente	V Sd	511,0	[kN]	
	taglio resistente	V Rd	666,3	[kN]	Vrd=min(Vrcd;Vrsd)
	ok: Vrd > Vsd				

Piedritti superiore caso 2:

Si adottano $\phi 16/40 \times 33$

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
<i>calcestruzzo</i>					
classe			C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]		
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1,50			
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c
<i>acciaio</i>					
tipo			B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]		
coefficiente	γ_s	1,15			
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
<i>calcestruzzo</i>					
larghezza della sezione	bw	100	[cm]		
altezza della sezione	h	70	[cm]		
copriferro	c	5	[cm]		
altezza utile	d	63,8	[cm]		d=h-c- $\phi/2$
<i>acciaio</i>					
numero barre	n1	10			
diametro	$\phi 1$	24	[mm]		
area di una barra	As1,i	4,52	[cm ²]		
area totale	As1	45,20	[cm ²]		As1=n1*As1,i
numero barre	n2	?			
diametro	$\phi 2$?	[mm]		
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]		
area totale	As2	0,00	[cm ²]		As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	45,20	[cm ²]		As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
coefficiente	k	1,560			$k = 1 + (200/d)^{1/2}$
rapporto geometrico d'armatura	$\rho 1$	0,007	< 0.02		$\rho 1 = A_s / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]		
area calcestruzzo	Ac	6380	[cm ²]		Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / A_c$
	v min	0,361	[N/mm ²]		$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	323,3	[kN]		ok: V Rd > V' Rd
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	230,2	[kN]		
taglio agente	V Sd	600,0	[kN]		
	Vrd < Vsd: serve armatura a taglio				
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio					
- taglio trazione (lato acciaio)					
diametro	ϕw	16	[mm]		
passo	sw	40	[cm]		
numero bracci	nb	3,33			
area di una barra	Asw,i	2,01	[cm ²]		
area totale	Asw	6,69	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad	
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad	ok: 1.0 < cotg t < 2.5
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$					
taglio resistente con staffe	V Rsd	651,2	[kN]		
- taglio compressione (lato calcestruzzo)					
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$					
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00			
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	1972,5	[kN]		
taglio agente	V Sd	600,0	[kN]		
taglio resistente	V Rd	651,2	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)
	ok: Vrd > Vsd				

12.1.3 Soletta inferiore

Caso 1

B = 100 cm

H = 90 cm

Cop = 45 mm

Campata

As inf = $\phi 22/10$

As sup = $\phi 22/10$

Nodo

As inf = $\phi 22/10$

As sup = $\phi 22/20$

Caso 2

B = 100 cm

H = 100 cm

Cop = 45 mm

Campata

As inf = $\phi 20/10$

As sup = $\phi 24/20$

Nodo

As inf = $\phi 24/10$

As sup = $\phi 24/10$

Verifiche SLU/SLV:

Caso 1

Campata

M = 1004.40 kNm

N = -60.56 kN

c.s. = 1.15

Al nodo è posizionata la medesima armature resistente e le sollecitazioni nel punto di verifica sono minori.

Caso 2

Campata

M = 1309.00 kNm



$N = 766.00 \text{ kN}$

c.s. = 1.39

Nodo

$M = 1293.90 \text{ kNm}$

$N = -70.00 \text{ kN}$

c.s. = 1.18

Verifiche combinazione RARA:

Caso 1

Campata

$M = 519.80 \text{ kNm}$

$N = -220.10 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.0 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 154.5 \text{ Mpa}$

Al nodo è posizionata la medesima armature resistente e le sollecitazioni nel punto di verifica sono minori.

Caso 2

Campata

$M = 536.66 \text{ kNm}$

$N = -122.65 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.3 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 161.5 \text{ Mpa}$

Nodo

$M = 830.03 \text{ kNm}$

$N = -393.24 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 175.4 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Caso 1

Campata

$M = 261.81 \text{ kNm}$

$N = -123.56 \text{ kN}$

non fessurata

Al nodo è posizionata la medesima armature resistente e le sollecitazioni nel punto di verifica sono minori.



Caso 2

Campata

$$M = 601.76 \text{ kNm}$$

$$N = -133.76 \text{ kN}$$

$$Wk = 0.144$$

Nodo

$$M = 801.00 \text{ kNm}$$

$$N = -372.72 \text{ kN}$$

$$Wk = 0.1822$$

Si dispongono inoltre (1+1) 14/20 longitudinali.

Verifiche SLU/SLV taglio:

Soletta inferiore caso 1:

Si adottano $\phi 14/40 \times 33$

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
calcestruzzo					
classe			C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]		
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck/0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1,50			
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c
acciaio					
tipo			B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]		
coefficiente	γ_s	1,15			
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
calcestruzzo					
larghezza della sezione	bw	100	[cm]		
altezza della sezione	h	90	[cm]		
copri ferro	c	5	[cm]		
altezza utile	d	83,9	[cm]		d=h-c- $\phi/2$
acciaio					
numero barre	n1	10			
diametro	$\phi 1$	22	[mm]		
area di una barra	As1,i	3,80	[cm ²]		
area totale	As1	38,00	[cm ²]		As1=n1*As1,i
numero barre	n2	?			
diametro	$\phi 2$?	[mm]		
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]		
area totale	As2	0,00	[cm ²]		As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	38,00	[cm ²]		As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
coefficiente	k	1,488			k=1+(200/d) ^{1/2}
rapporto geometrico d'armatura	$\rho 1$	0,005	< 0.02		$\rho 1 = As / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]		
area calcestruzzo	Ac	8390	[cm ²]		Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = Np / Ac$
	v min	0,336	[N/mm ²]		v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	349,4	[kN]		ok: V Rd > V' Rd
$(v \cdot \min + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	282,1	[kN]		
taglio agente	V Sd	580,0	[kN]		
Vrd < Vsd: serve armatura a taglio					
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio					
- taglio trazione (lato acciaio)					
diametro	ϕ_w	14	[mm]		
passo	sw	40	[cm]		
numero bracci	nb	3,333			
area di una barra	Asw,i	1,54	[cm ²]		
area totale	Asw	5,13	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i
inclinazione tiranti di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad	
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad	ok: 1.0 < cotg t < 2.5
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$	V Rsd	656,7	[kN]		
- taglio compressione (lato calcestruzzo)					
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$	V Rcd	2593,9	[kN]		
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00			
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rd	656,7	[kN]		
taglio agente	V Sd	580,0	[kN]		
taglio resistente	V Rd	656,7	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)
ok: Vrd > Vsd					

Soletta inferiore caso 2:

Si adottano $\phi 14/40 \times 33$

verifica a taglio						
- caratteristiche meccaniche						
<i>calcestruzzo</i>						
classe			C 28/35			
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]			
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck/0.83*Rck	
coefficiente	γ_c	1,50				
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c	
<i>acciaio</i>						
tipo			B 450 C			
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]			
coefficiente	γ_s	1,15				
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s	
- caratteristiche geometriche						
<i>calcestruzzo</i>						
larghezza della sezione	bw	100	[cm]			
altezza della sezione	h	100	[cm]			
copriferro	c	5	[cm]			
altezza utile	d	93,8	[cm]		d=h-c- $\phi/2$	
<i>acciaio</i>						
numero barre	n1	10				
diametro	$\phi 1$	24	[mm]			
area di una barra	As1,i	4,52	[cm ²]			
area totale	As1	45,20	[cm ²]		As1=n1*As1,i	
numero barre	n2	?				
diametro	$\phi 2$?	[mm]			
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]			
area totale	As2	0,00	[cm ²]		As2=n2*As2,i	
area totale barre longitudinali	As	45,20	[cm ²]		As=As1+As2	
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio						
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$						
coefficiente	k	1,462			k=1+(200/d) ^{1/2}	
rapporto geometrico d'armatura	ρ	0,005	< 0.02		$\rho = As / (b_w \cdot d)$	
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]			
area calcestruzzo	Ac	9380	[cm ²]		Ac=bw*d	
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / Ac$	
	v min	0,327	[N/mm ²]		v min=0.035*k ² (3/2)*fck ^{1/2}	
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	391,7	[kN]		ok: V Rd > V' Rd	
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	307,0	[kN]			
taglio agente	V Sd	847,0	[kN]			
Vrd < Vsd: serve armatura a taglio						
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio						
<i>- taglio trazione (lato acciaio)</i>						
diametro	ϕ_w	16	[mm]			
passo	sw	40	[cm]			
numero bracci	nb	3,333				
area di una barra	Asw,i	2,01	[cm ²]			
area totale	Asw	6,70	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i	
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad		
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad	ok: 1.0 < cotg t < 2.5	
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$	V Rsd	958,3	[kN]			
<i>- taglio compressione (lato calcestruzzo)</i>						
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$						
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00				
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd	
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	2900,0	[kN]			
taglio agente	V Sd	847,0	[kN]			
taglio resistente	V Rd	958,3	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)	
ok: Vrd > Vsd						

13 VASCA DI SOLLEVAMENTO

13.1 INTRODUZIONE

Come sintetizzato nella descrizione dell'opera il profilo longitudinale del rampa B è tale per cui si ha un punto di minimo al suo interno.

Si rende necessario quindi un'opera di raccolta delle acque eventualmente presenti all'interno del sottovia che devono venire canalizzate in un impianto di sollevamento per poter essere restituite alla rete locale costituita da fossi posti al piede del rilevato stradale che sovrasta il sottovia oggetto della presente relazione.

La vasca è costituita da un corpo di raccolta delle acque ispezionabile con le relative pompe con una parete divisoria in cui confluisce l'acqua del sottopasso ed un secondo vano anch'esso ispezionabile, poco profondo in cui le tubazioni confluiscono prima dello scarico nel fosso esterno a piano campagna.

Il corpo analizzato ha una dimensione interna netta in pianta di 4.25m x 3.0m ed un'altezza interna netta di 6.30m.

La copertura, le pareti laterali e la fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera con uno spessore di 50 cm. Si considerano nei paragrafi successivi i carichi le sollecitazioni agenti e le principali verifiche.

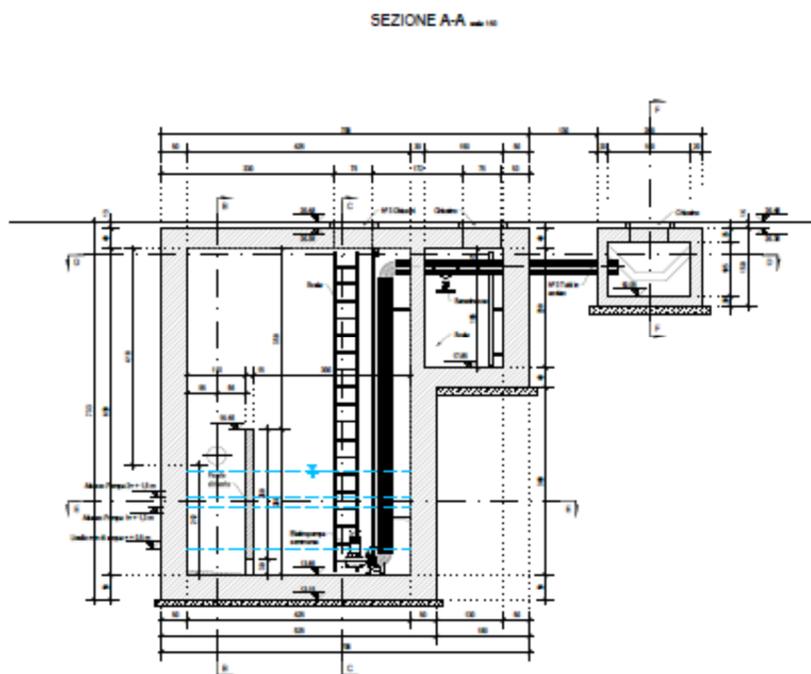


Figura 36 – vasca di sollevamento: Sezione verticale

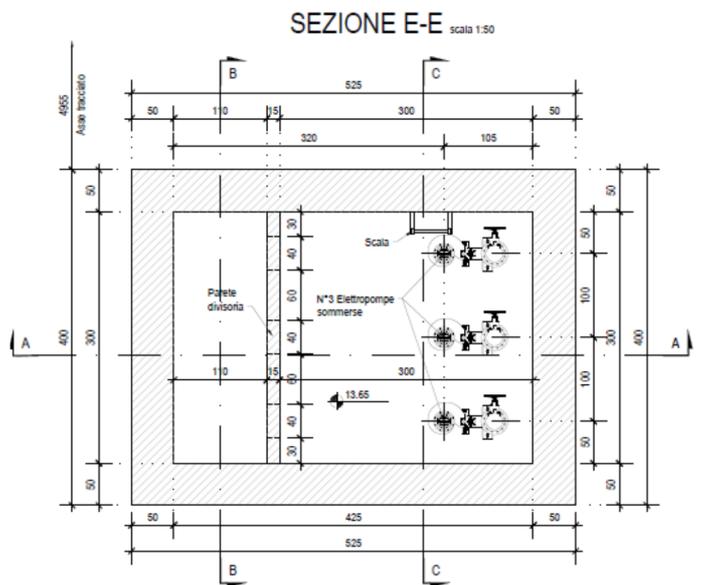


Figura 37 – vasca di sollevamento: Pianta

13.2 ANALISI DEI CARICHI

Si considerano agenti il terreno posto a tergo delle pareti della vasca con le caratteristiche descritte nel paragrafo iniziale ed un carico variabile ipotizzato pari a 5kN/mq.

Si considera agente la spinta a riposo vista la rigidezza della struttura e la bassa deformabilità conseguente della medesima.

Si effettua un'analisi considerando a favore di sicurezza il valore di pressione massimo dovuto alle spinte legate al terreno ed al variabile nell'ultimo metro di profondità con uno schema statico a favore di sicurezza di appoggio-appoggio trasversale sulla parete maggiore della vasca.

Si armerà poi tutte le pareti nella medesima maniera con un'armatura verticale di distribuzione dei carichi.

13.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

Si considera la pressione verticale ed orizzontale nell'ultimo metro della vasca:

$$Q_v = 20 \times 6.3 + 5 = 131 \text{ kN/m}$$

$$Q_h = 20 \times 6.3 \times 0.426 + 5 \times 0.426 = 55.81 \text{ kN/m}$$

Considerando una luce di calcolo pari a 4.75m (distanza tra gli assi dei setti) le sollecitazioni agenti in esercizio ed allo SLU sono le seguenti:

$$M_{es} = 55.81 \times 4.75^2/8 = 157.4 \text{ kNm}$$

$$M_{SLU} = (20 \times 6.3 \times 0.426 \times 1.35 + 5 \times 0.426 \times 1.5) \times 4.75^2/8 = 75.66 \times 4.75^2/8 = 213.4 \text{ kNm}$$

L'azione tagliante massima è pari a:

$$V_{SLU} = (20 \times 6.3 \times 0.426 \times 1.35 + 5 \times 0.426 \times 1.5) \times 4.75/2 = 75.66 \times 4.75/2 = 180.0 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura l'azione assiale di compressione agente.

Si considerano le seguenti geometrie ed armature:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ (tesa interna)} = 10 \phi 16$$

$$A'_s \text{ (compressa esterna)} = 5 \phi 16$$

Verifica tensionale:

$$\sigma_c = 5.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 192.8 \text{ Mpa}$$

Verifica a fessurazione:

$$W_k = 0.18$$

Verifica SLU

$$c.s = 1.48$$

Si dispone un'armatura verticale (interna-esterna) costituita da $(1+1)\phi 12/20$.

A seguire la verifica a taglio per la quale non serve armatura appositamente prevista.

Si prevedono spilli $\phi 8$ 40 x40.

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
calcestruzzo					
	classe		C 28/35		
	resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]	
	resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]	fck0.83*Rck
	coefficiente	γ_c	1,50		
	resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]	fcd=0.85*fck/ γ_c
acciaio					
	tipo		B 450 C		
	resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]	
	coefficiente	γ_s	1,15		
	resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]	fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
calcestruzzo					
	larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
	altezza della sezione	h	50	[cm]	
	copriferro	c	5	[cm]	
	altezza utile	d	44,2	[cm]	d=h-c- ϕ /2
acciaio					
	numero barre	n1	10		
diametro	diametro	ϕ_1	16	[mm]	
1	area di una barra	As1,i	2,01	[cm ²]	
	area totale	As1	20,10	[cm ²]	As1=n1*As1,i
	numero barre	n2			
diametro	diametro	ϕ_2	?	[mm]	
2	area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]	
	area totale	As2	0,00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
	area totale barre longitudinali	As	20,10	[cm ²]	As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
	coefficiente	k	1,673		$k = 1 + (200/d)^{1/2}$
	rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0,005	< 0.02	$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$
	azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
	area calcestruzzo	Ac	4420	[cm ²]	Ac=bw*d
	tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd $\sigma_{cp} = N_p / A_c$
		v min	0,401	[N/mm ²]	v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}
	$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	207,2	[kN]	ok: V Rd > V' Rd
	$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	177,1	[kN]	
	taglio agente	V Sd	180,0	[kN]	
		ok: Vrd > Vsd			

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	Inquadramento generale dell'intervento	3
1.2	Oggetto specifico del documento	4
2	CRITERI DI PROGETTAZIONE	5
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA	5
3.1.1	Normative specifiche di riferimento	5
3.1.2	Normative sui materiali	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
4.1	Calcestruzzo solette e piedritti sottovia e vasca	7
4.2	Acciaio per armature strutture in c.a.	7
5	DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	8
5.1	Soletta superiore, inferiore e piedritti	8
6	PARAMETRI GEOTECNICI	9
7	SOTTOPASSO SCATOLARE	10
8	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	11
8.1.1	Straus 7 R 2.4.4	11
8.1.2	Modellazione adottata	11
9	ANALISI DEI CARICHI	13
10	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	27
10.1.1	Combinazioni per lo stato limite ultimo	27
10.1.2	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara	27
10.1.3	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente	28
10.1.4	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente	28
10.1.5	Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita	28
11	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	29
11.1.1	Inviluppo SLU/SLV momento flettente	29
11.1.2	Inviluppo taglio SLU/SLV	33
11.1.3	Inviluppo condizione RARA momento flettente	35
11.1.4	Inviluppo condizione FREQUENTE momento flettente	37



11.1.5	Involuppo condizione QUASI PERMANENTE momento flettente.....	39
12	VERIFICHE DI RESISTENZA ED IN ESERCIZIO	41
12.1.1	Soletta superiore.....	43
12.1.2	Piedritti.....	48
12.1.3	Soletta inferiore.....	52
13	VASCA DI SOLLEVAMENTO	57
13.1	INTRODUZIONE	57
13.2	ANALISI DEI CARICHI	58
13.3	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	58

1 INTRODUZIONE

1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente Relazione Tecnica costituisce parte integrante del Progetto Definitivo dell'appalto "Nuova SS 554 "Cagliaritana". Adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km. 1+500 al km. 11+850", che è stato sviluppato in fase Offerta Tecnica con riferimento a quanto previsto dal Disciplinare di Gara bandito da ANAS Spa (codice gara CA08/15).

L'infrastruttura oggetto del Progetto Definitivo, è costituita da un tratto di strada tipo B extraurbana di lunghezza pari a circa 10340 m, che si svilupperà in corrispondenza della attuale sede della SS.554, con direzione Ovest - Est, nella zona a Nord del centro abitato di Cagliari.

Le opere comprese nel Progetto Definitivo sono suddivise, secondo il bando ANAS in due distinti lotti funzionali:

- I° Lotto funzionale (da progr. 1+500 a progr. 7+100): sarà oggetto dell'Appalto di esecuzione e di progettazione esecutiva, da parte dell'aggiudicatario della gara;
- II° Lotto funzionale (da progr. 7+100 a progr. 11+850): non sarà oggetto dell'Appalto di esecuzione e di progettazione esecutiva, ma soltanto della fase di progettazione definitiva in gara.

Il tracciato stradale principale verrà realizzato per adeguamento in sede dell'attuale infrastruttura, con allargamento della sezione stradale esistente SS554, dalla progressiva iniziale fino alla progressiva 10+500 circa, dove la direzione principale per Villasimius e la Sardegna sud – orientale, verrà indirizzata per i rimanenti 1350 m compresi nel lotto, sulla attuale strada statale SS.125, riconfigurando l'ultimo tratto della attuale SS.554 come svincolo in uscita verso la direzione Poetto/Quartu Sant'Elena.

Si tratta di una zona di periferia urbana di una cintura molto rilevante dal punto di vista della densità di popolazione, costituita, oltre che da Cagliari (155.000 abitanti), da Monserrato (20.000 abitanti), Selargius (29.000 abitanti), Quartucciu (13.000 abitanti) Quartu Sant'Elena (71.000 abitanti).

Le quote altimetriche della zona sono principalmente pianeggianti con variabilità tra un minimo di 9,50 msm. In corrispondenza dell'inizio lotto, fino a circa 45 ms.m. nelle progressive finali; lungo tutto il tracciato le quote si attestano quasi sempre tra i 20 e i 30 ms.m.

Sulla direttrice Nord Sud invece le quote sono digradanti verso il golfo di Cagliari e vedono una zona a nord della SS.554 caratterizzata da ambienti per lo più rurali e poco urbanizzati, ed una zona a Sud dell'infrastruttura caratterizzata dalla presenza dei centri urbani.



Figura 1 – Vista dell'area oggetto dell'intervento

Il progetto comprende anche 8 svincoli principali, con l'eliminazione di tutte le intersezioni a raso esistenti, con la realizzazione di svincoli su piani sfalsati, 9 viabilità di servizio complanari, e numerosi tratti di adeguamento della viabilità esistente, nelle adiacenze.

Sono previste già nel progetto preliminare a base di gara importanti opere idrauliche a salvaguardia della nuova infrastruttura, quali canali idraulici e sistemi di vasche di laminazione, dimensionati allo scopo di abbattere la pericolosità idraulica, che risulta allo stato attuale molto elevata su rilevanti tratti del tracciato principale.

Da un punto di vista idraulico la zona dove si inserisce l'infrastruttura non è caratterizzata da interferenze con corsi d'acqua di grandi dimensioni in termini di lunghezze, portate o dimensioni dell'alveo, quanto piuttosto da una serie di interferenze con corsi d'acqua minori, caratterizzati da deflusso a carattere stagionale, se non addirittura occasionale, ma allo stesso tempo da portata anche piuttosto rilevanti.

In aggiunta ad essi bisogna evidenziare anche fenomeni di esondazione occasionale, anche lungo direttrici, che allo stato attuale non sono propriamente incanalate o regimate, ma che in occasione degli eventi di piena, trasformano in zone di scorrimento elementi di canalizzazione quali strade e viabilità locali, per trasferire portate meteoriche anche elevate lungo la direttrice Nord – Sud che dall'entroterra cagliaritano porta verso le zone costiere più densamente popolate.

Il fenomeno appena descritto acquisisce particolare importanza in virtù del fatto che l'infrastruttura in oggetto è collocata nell'entroterra cagliaritano a nord della città e si sviluppa con direzione Ovest – Est, andando a lambire a Nord anche gli abitati dell'area sub-urbana di Cagliari, cioè i centri abitati di Monserrato, Selargius, Quartucciu e Quartu Sant'Elena (si veda la vista aerea generale riportata in Figura 1).

1.2 Oggetto specifico del documento

Oggetto specifico del presente documento è il dimensionamento del sottovia che si sviluppa lungo il ramo B dello svincolo SS 125 per permettere, dopo aver abbandonato la strada proveniente da Villasimius, di inserirsi nel contesto viabilistico locale nelle rotonde sottostante il viadotto Quartucciu senza percorrere la viabilità SS554.

Il manufatto in oggetto è stato previsto in sede di variante migliorando sensibilmente l'impatto paesaggistico rispetto alla proposta di PP eliminando tutta una serie di muri di notevole altezza ed impatto e permettendo invece la realizzazione di un pendio che ripristina lo status quo.

L'opera necessita di un'opera idraulica di raccolta delle acque e sollevamento poiché l'andamento longitudinale della livelletta di PP e di PD costituisce una "corda molle".

Si è quindi prevista una vasca di sollevamento in cemento armato che raccoglie le acque eventualmente presenti nel sottovia a gravità e le convoglia nei fossi previsti a bordo del rilevato.

2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Lo studio in oggetto è stata condotta nel rispetto delle normative vigenti in materia stradale e per il calcolo delle strutture oltre che dei documenti dell'Autorità di Bacino unico della Regione Sardegna.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali.

3.1.1 Normative specifiche di riferimento

Le normative di riferimento considerate in materia di strutture sono:

- **Decreto Ministeriale 14.01.2008** "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- **Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP.** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- **EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";**
- **EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali";**
- **EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";**
- **EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";**

- **D.M. 11.03.1988 e s.m.** – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- **D.M. Min. LL.PP. 14 febbraio 1992** – “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **D.M. Min. LL.PP. 9 gennaio 1996** – “ Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- **Circolare Min. LL.PP. 15 ottobre 1996 n°252 AA.GG.** – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”.

3.1.2 Normative sui materiali

- **UNI EN 206-1** “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

4.1 Calcestruzzo solette e piedritti sottovia e vasca

Per la soletta è stato previsto un calcestruzzo classe **C28/35** il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83 = 29.75 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo calcestruzzo: $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 19.83 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo: $E_{cm} = 32308 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 1.0 \text{ E } -05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

4.2 Acciaio per armature strutture in c.a.

Nella soletta dovranno essere poste barre nervate in acciaio **B450C** (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_a = 210000 \text{ MPa}$

5 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

5.1 Soletta superiore, inferiore e piedritti

Si considera una classe di esposizione **XC4**

XC4: ciclicamente bagnato ed asciutto, superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2;

Tale classe di esposizione, secondo le prescrizioni normative, ricade nella condizione ambientale aggressiva. Ne consegue che, in ragione della vita nominale della strutture assunta pari a 100 anni, si dovrà garantire un copriferro netto pari a 45 mm in ottemperanza a quanto prescritto nella circolare C4.1.6.1.3.

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

Combinazione quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$;

Combinazione frequente: $w_k \leq w_1 = 0.3 \text{ mm}$.

6 PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini del calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti e del carico da ricoprimento sulla soletta superiore del **manufatto scatolare** si utilizzano i parametri seguenti:

- angolo di attrito interno del terreno $\Phi = 35.0^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.426$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.27$ (stato limite STR)
- peso specifico del terreno asciutto $\gamma_{dry} = 20.00$ [kN/m³]
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 20000$ [kN/m³]
- Si assume inoltre, ai fini del calcolo dei carichi permanenti, un peso specifico per la piattaforma stradale pari a $\gamma_{pav} = 20.00$ kN/m³.

7 SOTTOPASSO SCATOLARE

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura nei 2 casi che si presentano definiti come “sezione corrente” e “sezione nel tratto in corrispondenza del cavalcavia in acciaio”

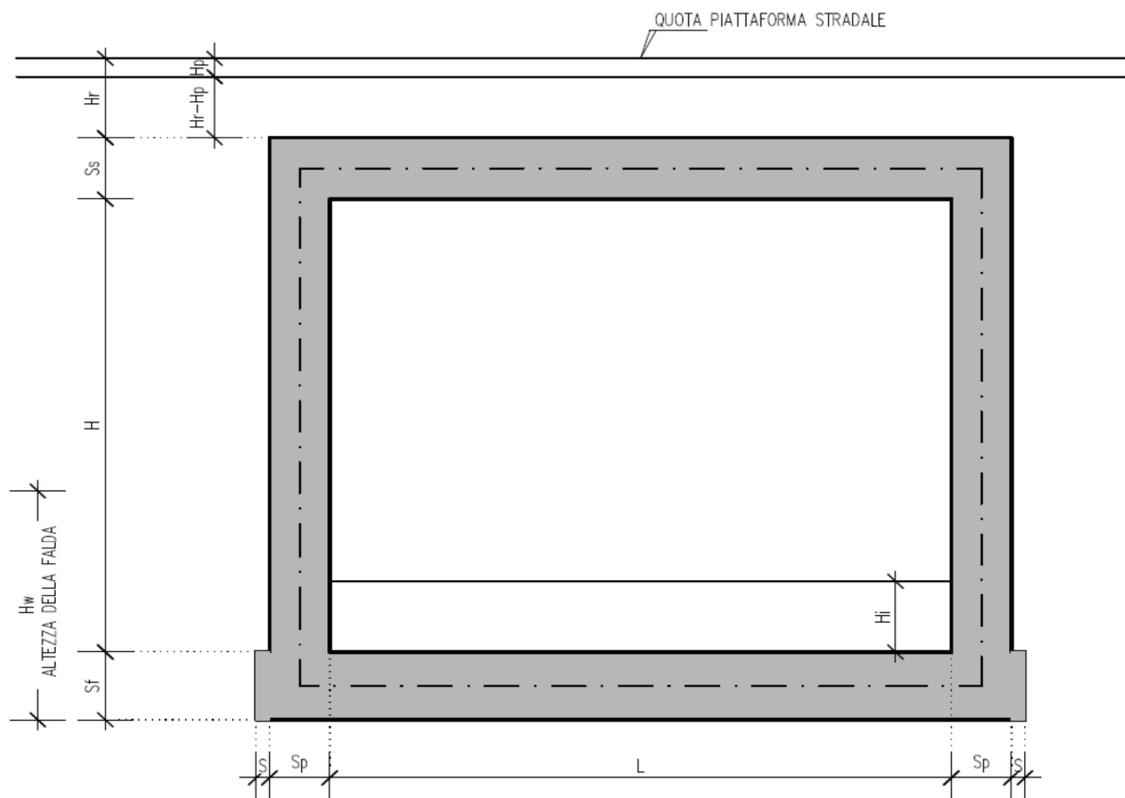


Figura 2 – Sezione tipologica del manufatto

Dimensioni geometriche (sezione in retto):

L	=	7.50	m
H	=	6.80	m
H _r	=	0.40 – 4.00	m
H _p	=	0.11	m
S _p	=	0.70	m
S _s	=	0.80	m
S	=	0.20	m
S _f	=	0.90-1.00	m
H _i	=	0.8	m
Falda		Non presente	

8 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

8.1.1 Straus 7 R 2.4.4

Il calcolo della struttura viene condotto con il programma Straus 7 release 2.4.4 della G+D Computing.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave)
- Elemento tipo STIFFNESS (molla lineare)
- Elemento tipo SUPPORT (molla distribuita)

Il programma STRAUS applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

8.1.2 Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 164 beam elements e da 164 nodi (figure 3 e 4).

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Nel caso in esame il valore della costante di sottofondo si assume pari a:

$$K_s = 20000 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_f$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure seguenti:

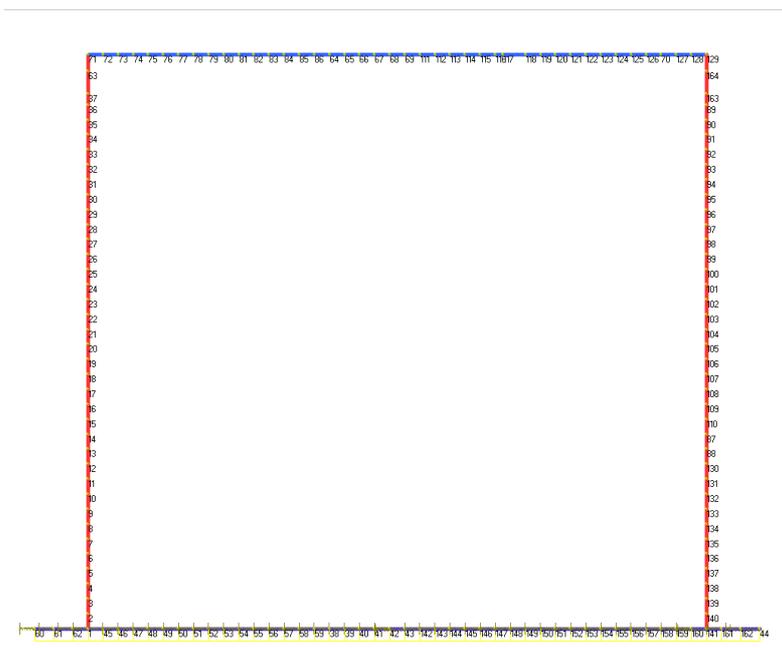


Figura 3 – Numerazione dei nodi



Figura 4 – Numerazione delle aste

9 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Si evidenzia che si sono condotti 2 studi: 1 nel caso di ricoprimento pari a 170 cm con sopra il carico stradale ed 1 nel caso di ricoprimento massimo (400 cm) ma asimmetrico in corrispondenza dello scatolare spalla.

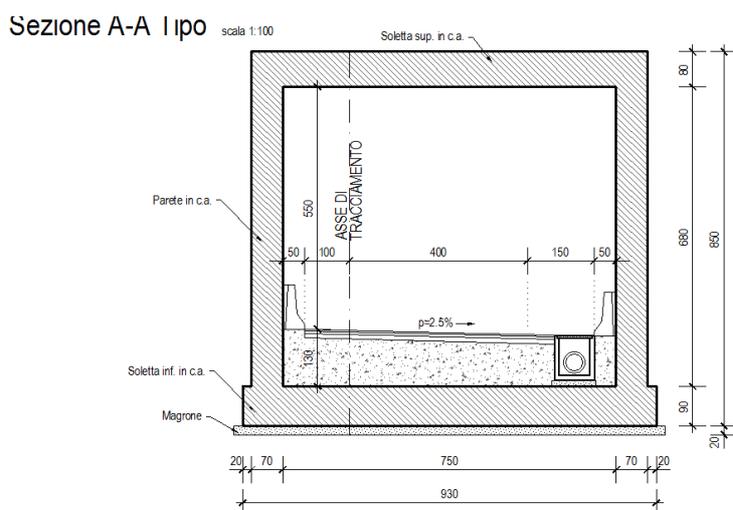


Figura 5 – sezione tipo

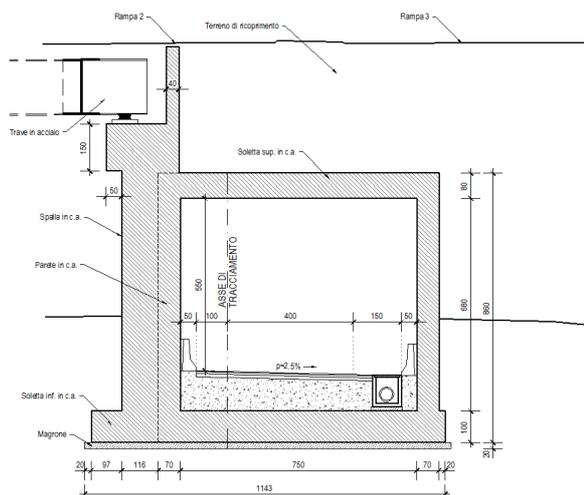


Figura 6 – sezione in corrispondenza della spalla del cavalcavia

Vengono prese in considerazione le Condizioni Elementari di carico di seguito riportate.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CD	Tipo	Sigla	Id
1	Ggk	peso proprio della struttura	
2	Gk	Pavimentazione superiore	
3	Gk	Sottofondo superiore	
4	Gk	Spinta a riposo piedritto sx K0 falda alta	
5	Gk	Spinta a riposo piedritto dx K0 falda alta	
6	Gk	Spinta sismica sinistra (Wood)	
7	Gk	Spinta sismica destra (Wood)	
8	Gk	Inerzia sismica orizzontale	
9	Gk	Inerzia sismica verticale	
10	Gk	Variabile q soletta superiore	
11	Gk	Variabile Q soletta superiore	
12	Qk	Variabile Q soletta superiore	
13	Qk	Variabile Q soletta superiore	
14	Qk	Frenatura	
15	Qk	Delta termico costante	
16	Qk	Delta termico gradiente	
17	Qk	Ritiro	
18	Gk	Pavimentazione inferiore	
19	Gk	Sottofondo inferiore	
20	Qk	Variabile Q soletta inferiore	
21	Qk	Variabile q soletta inferiore	
22	Qk	Folla soletta inferiore	
23	Qk	Spinta a riposo piedritto sx Q	
24	Qk	Spinta a riposo piedritto dx Q	
25	Qk	Spinta a riposo piedritto sx q	
26	Qk	Spinta a riposo piedritto dx q	

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- rilevato 20 kN/m³
- pavimentazione (spessore 0.11m) 20 kN/m³

Peso proprio e carichi permanenti portati

Peso proprio soletta superiore: $0.8 \times 25.00 = 20 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio soletta inferiore: $0.9 \times 25.00 = 22.5 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio soletta inferiore (tratto spalla): $1.0 \times 25.00 = 25.0 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio piedritto: $0.7 \times 25.00 = 17.5 \text{ kN/m}^2$

Pavimentazione superiore: $0.11 \times 20 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

Sottofondo superiore: $0.40 \times 20 = 8.00 \text{ kN/m}^2$

Pavimentazione inferiore: $0.11 \times 20 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

Sottofondo inferiore: $0.8 \times 20 = 16 \text{ kN/m}^2$

Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 6 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = k \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta k il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

In presenza di spinta a riposo:

Si evidenziano le spinte delle terre al limite superiore ed inferiore dello scatolare.

Nel caso 1 si considera la presenza del carico del terreno per uno spessore di 170 cm.

Si avrà dunque un carico permanente aggiuntivo di 34.00 kN/m^2 .

Nel caso 2 si considera la presenza del carico del terreno per uno spessore di 400 cm.

Si avrà dunque un carico permanente aggiuntivo di 80.00 kN/m^2 .

Carichi veicolari sulla soletta superiore

Si considerano 4 condizioni di carico relative alla presenza del carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore contemporaneamente al carico concentrato ipotizzato agente in 3 distinte posizioni (centrale rispetto alla soletta superiore, all'estremità sinistra ed all'estremità destra).

I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 14/01/2008.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti; i carichi concentrati sono pari a:

$Q1k = 300 \text{ kN}$ ad asse ($300 + 300 = 600 \text{ kN}$) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q2k = 200 \text{ kN}$ ad asse ($200 + 200 = 400 \text{ kN}$) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q3k = 100 \text{ kN}$ ad asse ($100 + 100 = 200 \text{ kN}$) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a $2.4 \times 1.60 \text{ m}$ (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9$

kN/m² applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m²).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale del 02/02/2009) e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

Caso 1

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2 \times (\tan 30^\circ \times 1.7 + 0.4) = 4.36 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

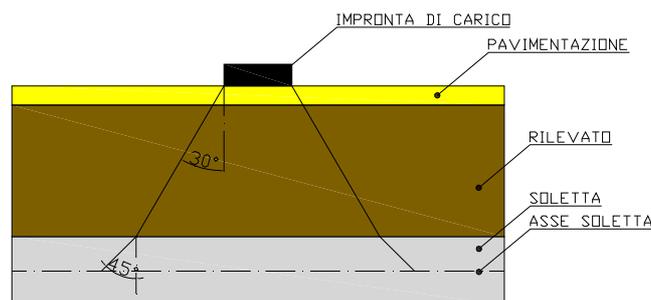
Caso 2

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2 \times (\tan 30^\circ \times 4.0 + 0.4) = 7.01 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale alla strada detta Ldt la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore.



Caso 1

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt = 2.4 \text{ m} + 2 \times (\tan 30^\circ \times 1.7 + 0.4) = 5.16 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

Caso 2

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt = 2.4 \text{ m} + 2 \times (\tan 30^\circ \times 4.0 + 0.4) = 7.82 \text{ m}$$

(piano medio sol. sup.)

Ne deriva

Caso 1:

$$Q_{\max} = (600+400)/(4.36 \times 5.16) = 44.44 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 2,8\text{m (sovrapposizione dei carichi)}$$

$$Q_{q11} = (600)/(4.36 \times 5.16) = 26.66 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 3\text{m (effetto tratto sola corsia principale)}$$

$$Q_{q12} = (400)/(4.36 \times 5.16) = 17.77 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 3\text{m (effetto tratto sola corsia secondaria)}$$

Caso 2:

$$Q_{\max} = (600+400)/(7.01 \times 7.82) = 18.24 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 5,4\text{m (sovrapposizione dei carichi)}$$

$$Q_{q11} = (600)/(7.01 \times 7.82) = 10.94 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 3\text{m (effetto tratto sola corsia principale)}$$

$$Q_{q12} = (400)/(7.01 \times 7.82) = 7.3 \text{ kN/m}^2 \text{ su } 3\text{m (effetto tratto sola corsia secondaria)}$$

Ad essi si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q_{1k}).

Le condizioni sopra descritte risultano in entrambi i casi più gravose in tutti i punti del modello rispetto al carico uniformemente distribuito di 20 kN/mq

La posizione del carico q equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico condizioni 11-12 13 per massimizzare:

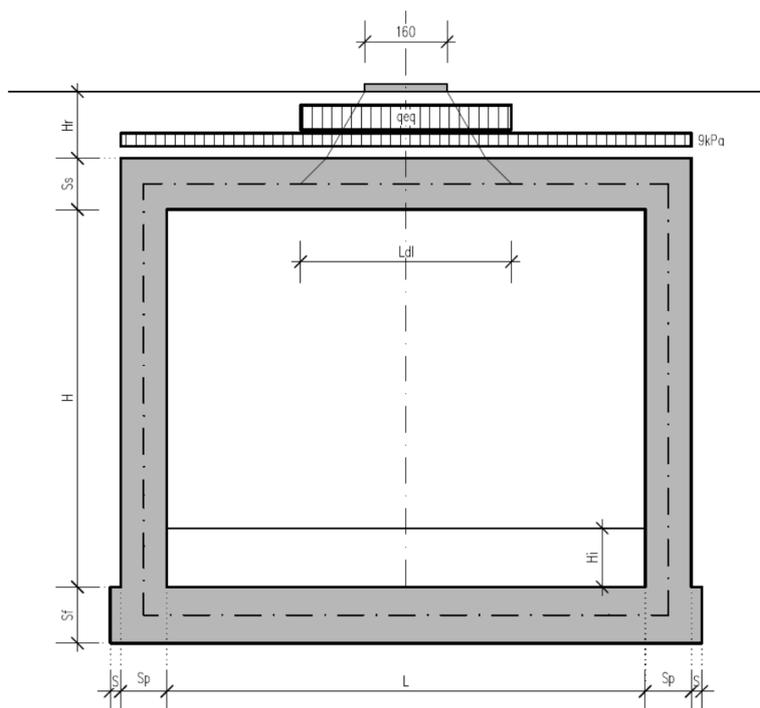


Figura 7 – condizione 11: il momento in mezzeria soletta

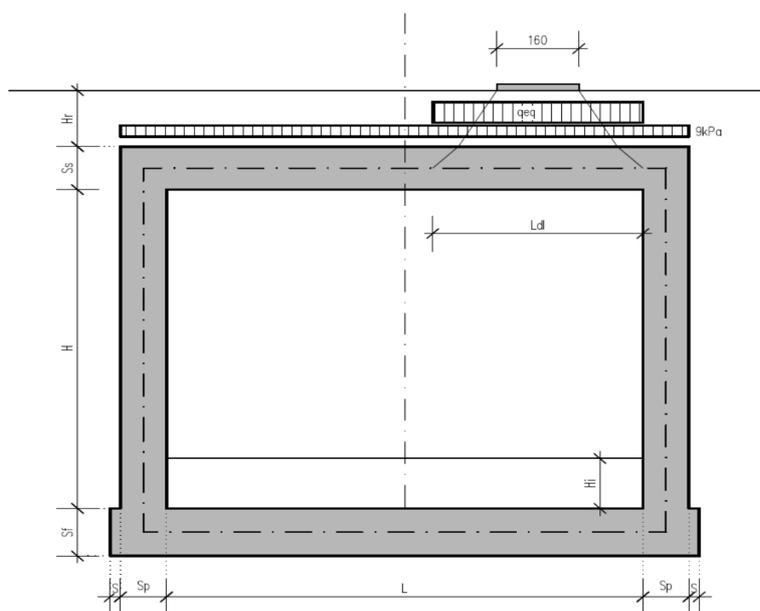


Figura 8 – condizione 12: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro

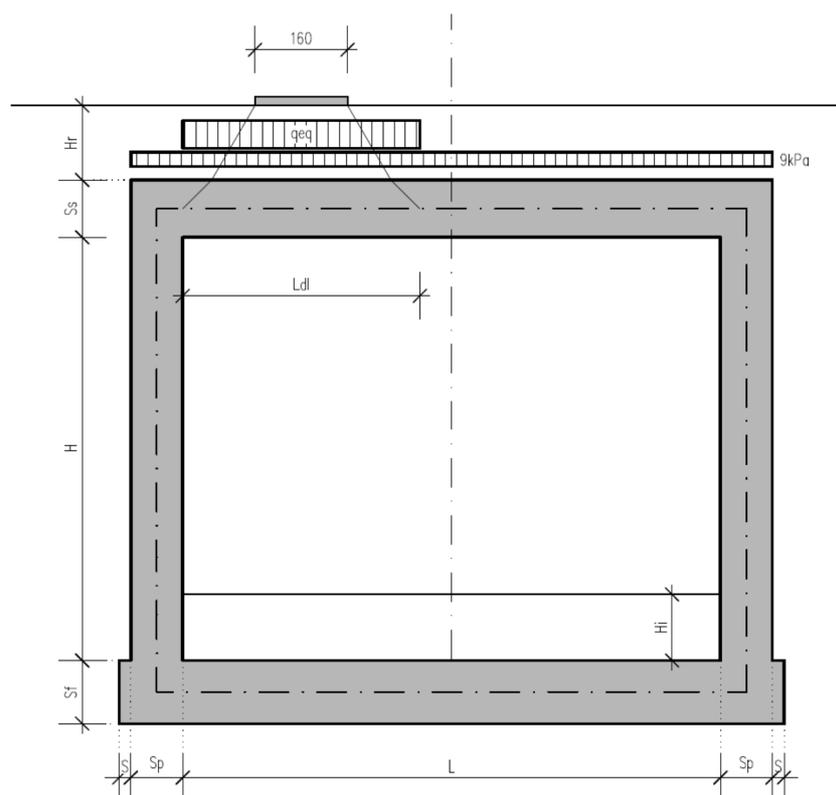


Figura 9 – condizione 13: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro



Si noti che se $L_d > L + 2 \times S_p$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti) allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi di carico condizioni 11-13 che vengono a coincidere tra di loro.

Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con il punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale 02/02/2009 per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m. Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale. Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600/(3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

Caso 1

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 4.40 \text{ m}$$

(piano medio sol. sup.)

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 8.80 \text{ m}$$

(piano medio sol. inf.)

Caso 2

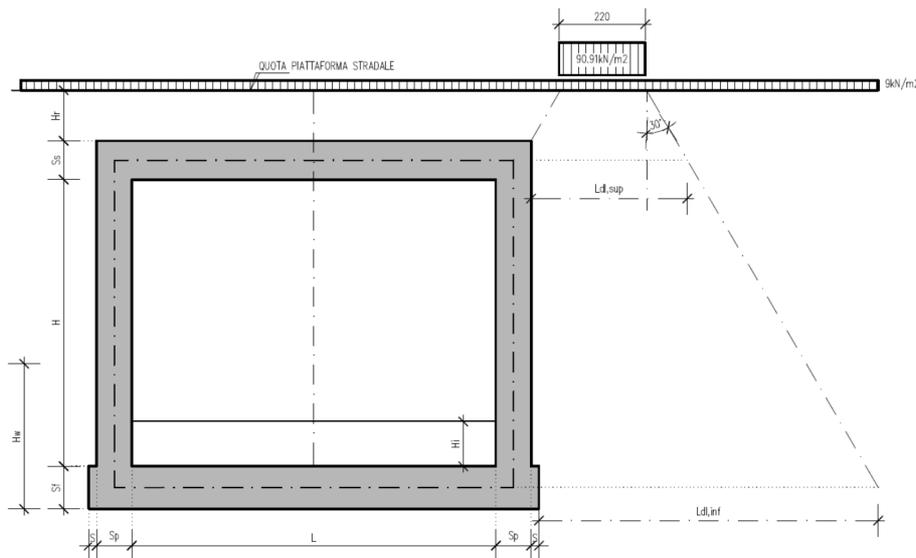
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 7.05 \text{ m}$$

(piano medio sol. sup.)

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 11.5 \text{ m}$$

(piano medio sol. inf.)



Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito, si ottiene quanto riportato nella figura seguente:

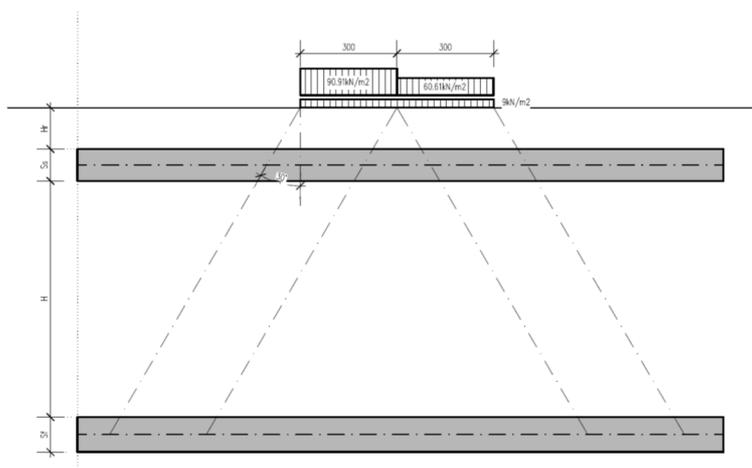


Figura 10 – diffusione trasversale del carico variabile

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:

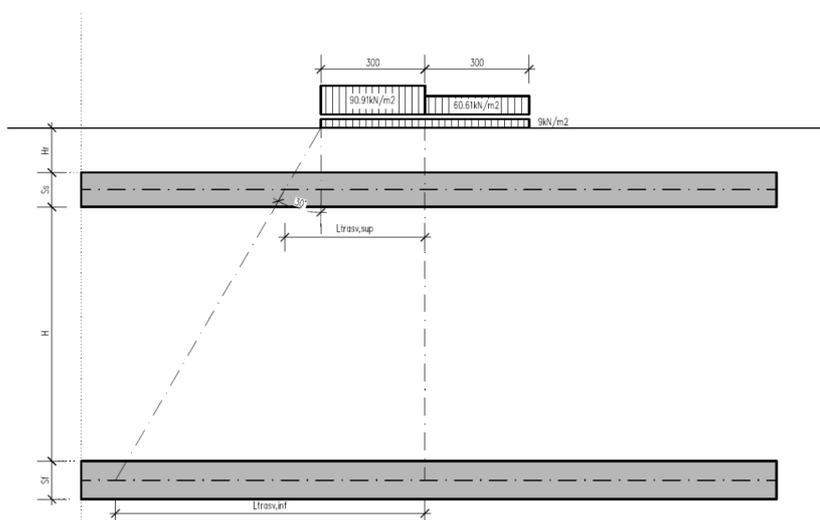


Figura 11 – diffusione trasversale di calcolo del carico variabile

Caso 1

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt, sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 4.21 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

$$Ldt, inf = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 8.63 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

Caso 2

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt, sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 5.54 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

$$Ldt, inf = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 9.95 \text{ m} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $q_{acc, sup2}$ e $q_{acc, sup1}$ come esemplificato nella immagine seguente.

Caso 1

$$q_{acc, sup} = 2 \times Q_{1, k} / (Ldt, sup \times Ldl, sup) \times k_0 = 27.60 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc, inf} = 2 \times Q_{1, k} / (Ldt, inf \times Ldl, inf) \times k_0 = 6.73 \text{ kN/m}$$

Caso 2

$$q_{acc, sup} = 2 \times Q_{1, k} / (Ldt, sup \times Ldl, sup) \times k_0 = 13.08 \text{ kN/m}$$

$$q_{acc, inf} = 2 \times Q_{1, k} / (Ldt, inf \times Ldl, inf) \times k_0 = 2.23 \text{ kN/m}$$

Tali spinte corrispondono alle condizioni 23-24.

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m^2 a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sui piedritti dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m^2 con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m^2 sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.426 \times 9 = 3.84 \text{ kN/m} \quad (\text{spinta a riposo, condizioni 25-26, piedritto sinistro/destro})$$

Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applica il carico tandem corrispondente a ciascuna colonna di carico $Q_{i, k}$, ripartito su una larghezza pari all'ingombro della colonna di carico convenzionale (3m), e una lunghezza ottenuta dalla ripartizione del carico fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta ipotizzando un ricoprimento minimo per massimizzare tale effetto.

Base collaborante trasversale: $BT = 3.00\text{m}$
Ingombro longitudinale: $LL = 1.60 + 2 * (0.8 * \tan 30^\circ + 0.9/2) = 3.40\text{m}$
 $Q1 = 600/3.00/3.40 = 58.82 \text{ kN/m}^2$
 $Q2 = 400/3.00/3.40 = 39.12 \text{ kN/m}^2$

Si considera inoltre il carico relativo q relativo alla colonna continua di intensità pari a 9 kN/m^2 (condizione di carico 21).
Si considera inoltre il carico della folla con un valore pari al 50% di intensità (condizione di carico 22).
Essa viene considerata agire contemporaneamente ai carichi stradali.
 $Q \text{ folla} = 0.5 \times 5.00 = 2.50 \text{ kN/m}^2$

Frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 14/01/2008):

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2 \times Q1k + 0.10 \times q1k \times w1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q1k = 300 \text{ kN}$$

$$q1k = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times Sp + Bi \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$Fr = 384 \text{ kN}$$

Caso 1

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (Ldt), con la seguente relazione:

$$qf = 384 / 4.2 = 91 \text{ kN (condizione di carico 14)}$$

Caso 2

Si considera una larghezza di diffusione maggiore per l'effetto dell'elevato ricoprimento

$$B = 3.0 + 2 \times (\tan 30^\circ \times 4.0 + 0.4) = 8.41$$

$$qf = 384 / 8.41 = 45.66 \text{ kN}$$

Azioni sismiche

(Condizioni di carico 6-9)

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = a_g/g \text{ (SLV)} = 0.07 \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.035$$

$$S = 1.2$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici determinati in funzione delle coordinate del sito, della tipologia di terreno (categoria B), della categoria topografica (T1)

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad h/2 del piedritto.

1 - Ai fini delle azioni verticali sulla soletta superiore, inferiore e sui piedritti, non considerando i carichi accidentali, si hanno le seguenti forze in gioco sull'orizzontale e sul verticale (condizioni 8-9):

Orizzontali:

$$F_{I\ SS} = 0.07 \times 1.2 \times (0.8 \times 25 + 0.11 \times 20 + 1.6 \times 20) = 4.56 \text{ kN/m}^2 \text{ caso 1}$$

$$F_{I\ SS} = 0.07 \times 1.2 \times (0.8 \times 25 + 0.11 \times 20 + 3.9 \times 20) = 8.60 \text{ kN/m}^2 \text{ caso 2}$$

$$F_{I\ P} = 0.07 \times 1.2 \times (0.7 \times 25) = 1.47 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{I\ SI} = 0.07 \times 1.2 \times (0.9 \times 25 + 0.11 \times 20 + 0.8 \times 20) = 3.42 \text{ kN/m}^2 \text{ caso 1}$$

$$F_{I\ SI} = 0.07 \times 1.2 \times (1.0 \times 25 + 0.11 \times 20 + 0.8 \times 20) = 3.64 \text{ kN/m}^2 \text{ caso 2}$$

In direzione verticale i valori agenti sulle solette sono ridotti al 50%.

2 - Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera in aggiunta il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio

Sovraspinta sismica (condizioni 6-7):

$$q_{sis} = k_h \times \gamma \times h_{tot}/h$$

dove si indica con h_{tot} l'altezza totale del tombino compresi gli spessori delle solette superiore e inferiore più l'altezza di ricoprimento totale del tombino mentre con h si intende l'altezza del modello di calcolo.

Azioni termiche

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore (Condizione di carico 15) ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (Condizione di carico 16).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = kh \cdot \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in ‰)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

h_0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

Tabella 11.2.Vb – Valori di kh

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si ha il seguente valore del ritiro:

$\epsilon_{cs} = 0.00033$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi(t = \infty) = 1.6$. Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$E^*c = E_c / (1 + \Phi) = 12533 \text{ N/mm}^2$. (Condizione di carico 17)

10 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

I carichi caratteristici sopra elencati (condizioni di carico), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

Si sono considerati agenti tutti i carichi su un unico modello.

I carichi applicati hanno il loro valore nominale di seguito riportato.

In sede di combinazione dei carichi e di involuppi si sono opportunamente coefficientati i vari carichi agenti.

- involuppo dei carichi **allo SLU**
- involuppo dei carichi in condizioni **sismiche SLV**
- involuppo dei carichi in condizione **rara** (esercizio)
- involuppo dei carichi in condizione **frequente** (esercizio)
- involuppo dei carichi in condizione **quasi permanente** (esercizio)

L'involuppo in presenza di ciascuna di queste configurazioni prevede la presenza di differenti coefficienti di combinazione sia nei confronti dei carichi variabili sia per quanto riguarda i carichi permanenti (peso proprio, spinte del terreno e di carichi permanenti ed accidentali a tergo rilevato).

L'involuppo dei carichi variabili prevede la presenza nel modello dei carichi opportunamente coefficientati e raggruppati (vedi tabella 5.1.IV delle norme tecniche) in maniera tale da considerare presenti contemporaneamente diversi carichi accidentali rendendo tuttavia carico principale di volta in volta una diversa azione rispetto alle altre (queste ultime valutate quindi presenti con carichi amplificati opportunamente ridotti).

L'involuppo definito dei carichi eccezionali prevede la presenza nel modello finale dei carichi collegati al sisma.

Anche i carichi permanenti del modello nelle due configurazioni fin qui descritte sono caratterizzati da differenti coefficienti a seconda di qual è il tipo di involuppo considerato.

Discorso analogo si può effettuare per gli involuppi definiti "rara", "frequente" e "quasi permanente" dove ancora una volta i coefficienti dei carichi permanenti agenti sono caratterizzati da coefficienti diversi rispetto ai precedenti tipi di involuppo.

Di seguito si riporta una tabella che riporta per ciascun involuppo relativo ad uno dei modelli i coefficienti moltiplicativi utilizzati per le singole condizioni di carico elementari sia nel caso in cui esse agiscano a favore di sicurezza sia nel caso in cui agiscano a sfavore di sicurezza. Ci si riferisce ad un caso generale. Qualora alcune delle condizioni elementari riportate negli involuppi non fosse presente nel modello analizzato essa viene posta pari a 0 nel modello stesso e non sortisce quindi alcun effetto a livello di involuppo.

10.1.1 Combinazioni per lo stato limite ultimo

$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{e3} \psi_{0,e3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{e3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

10.1.2 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara

$G1 + R + Q_{k1} + \psi_{0,e3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$G1 + R + T + \psi_{01} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

10.1.3 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente

$G_1 + R + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

10.1.4 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente

$G_1 + R + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$

10.1.5 Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$E_1 = 1.00 EH + 0.30 EV +$ (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso l'alto al 30%)

$E_2 = 1.00 EH + 0.30 EV -$ (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso il basso al 30%)

$E_3 = 0.30 EH + 1.00 EV +$ (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso l'alto al 100%)

$E_4 = 0.30 EH + 1.00 EV -$ (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso il basso al 100%)

$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$

11 DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

11.1.1 Involuppo SLU/SLV momento flettente

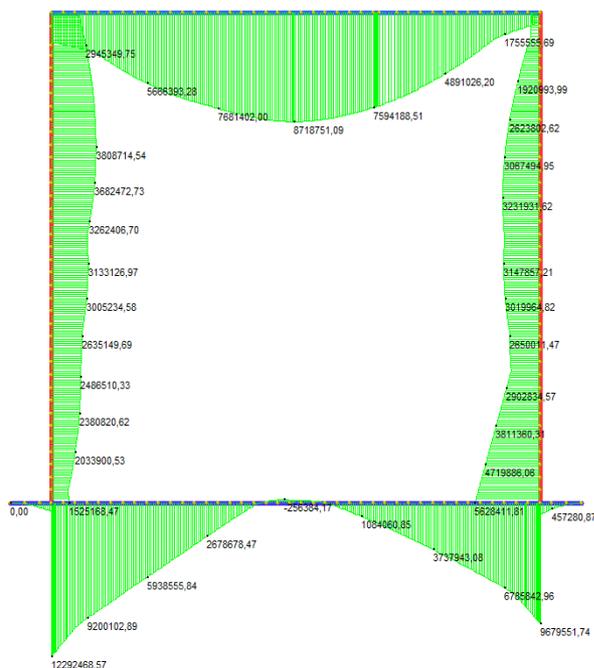


Figura 12 – Involuppo SLU max caso 1

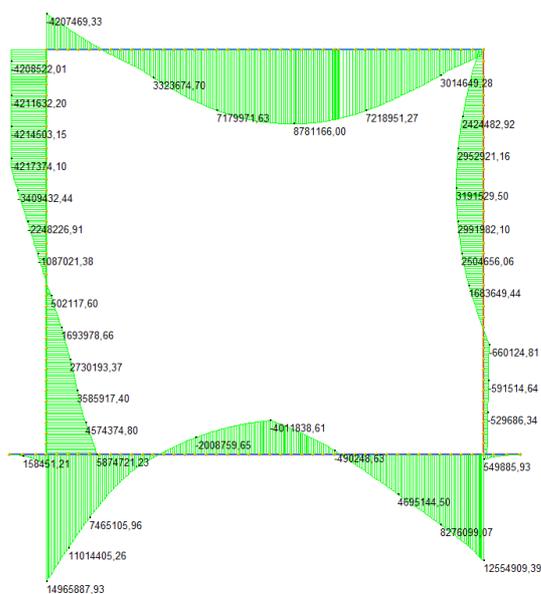


Figura 13 – Involuppo SLU max caso 2

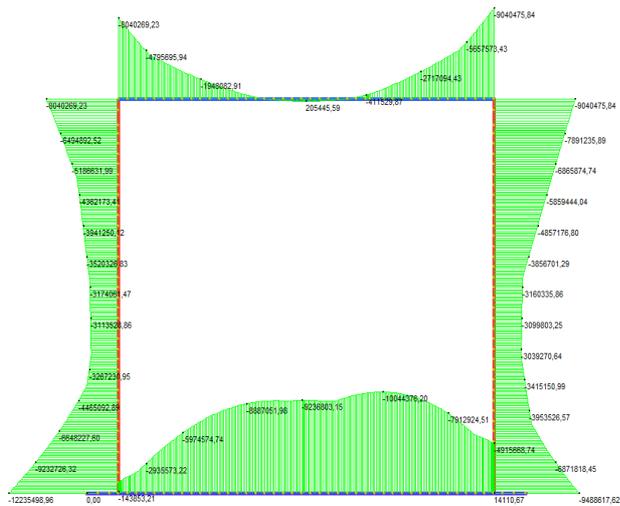


Figura 14 – Involuppo SLU min caso 1

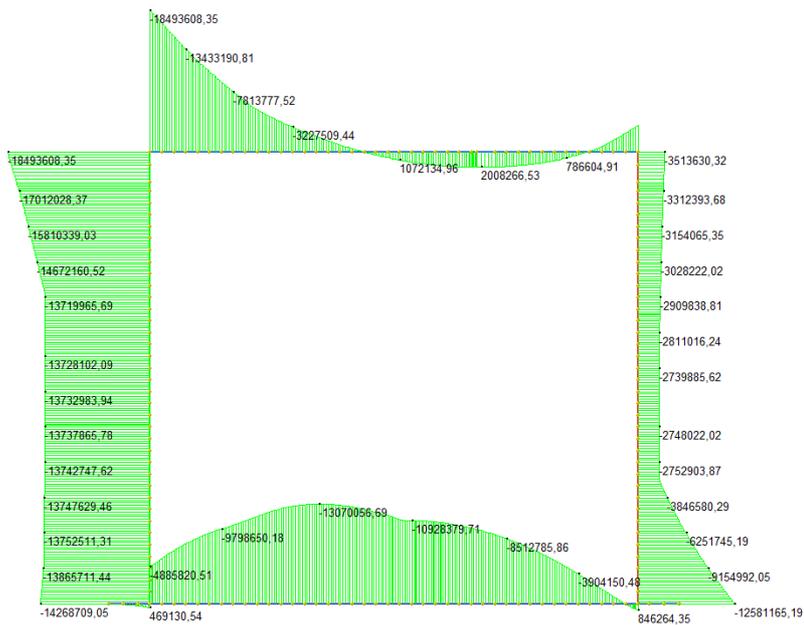


Figura 15 – Involuppo SLU min caso 2

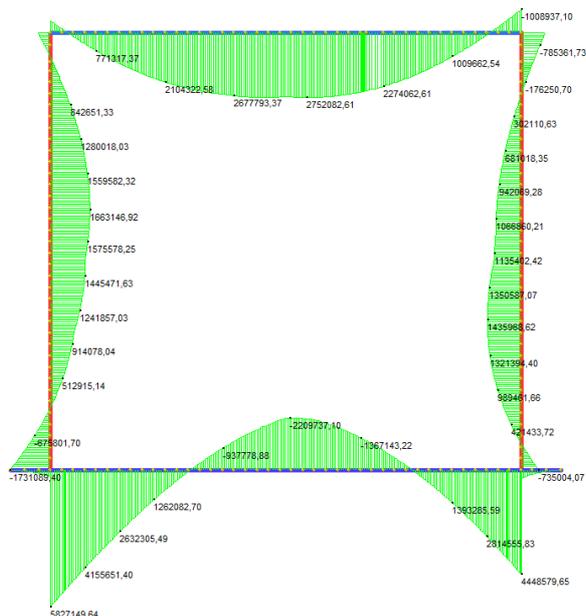


Figura 16 – Involuppo SLV max caso 1

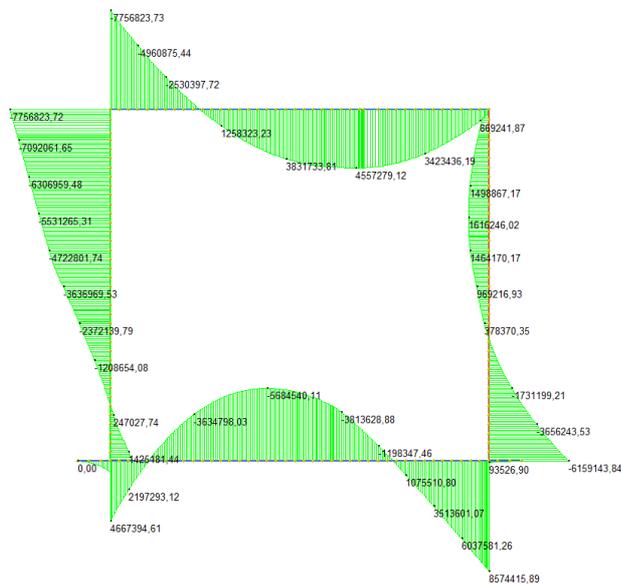


Figura 17 – Involuppo SLV max caso 2

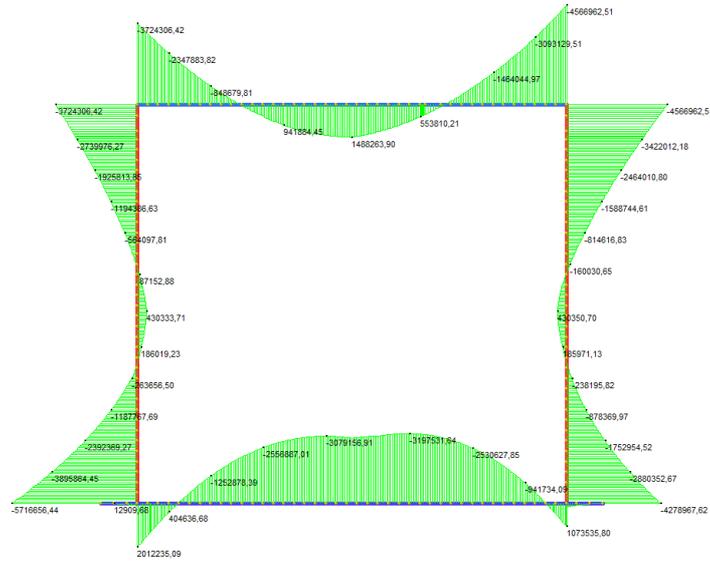


Figura 18 – Inviluppo SLV min caso 1

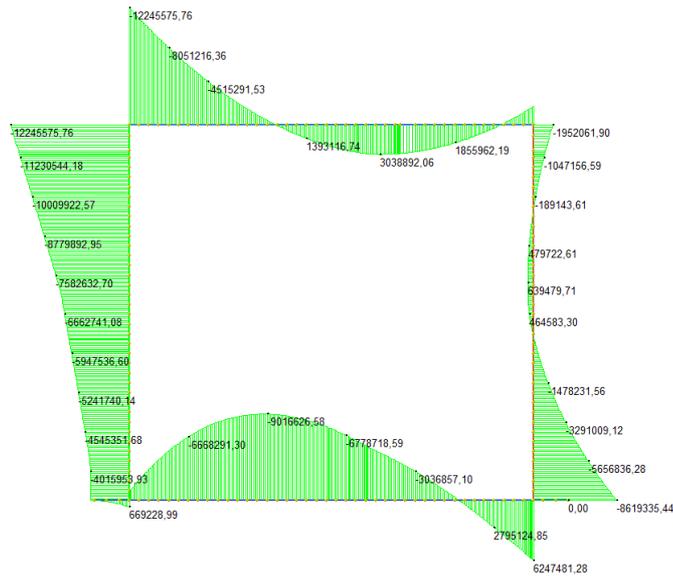


Figura 19 – Inviluppo SLV min caso 2

11.1.2 Involuppo taglio SLU/SLV

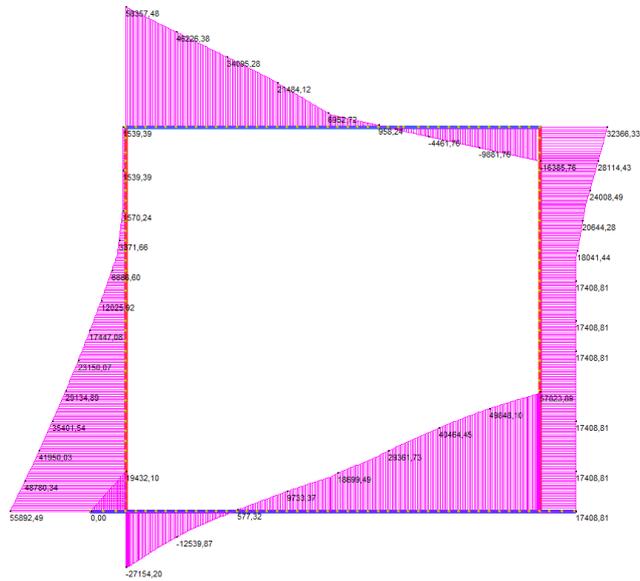


Figura 20 – Involuppo SLU max caso 1

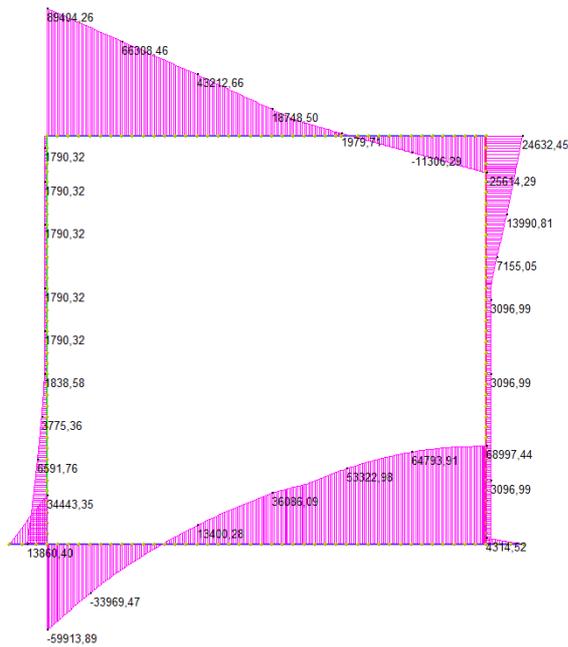


Figura 21 – Involuppo SLU max caso 2

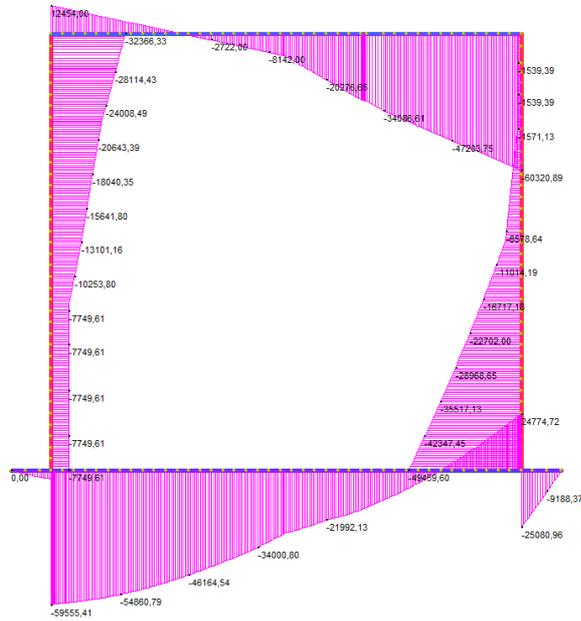


Figura 22 – Involucro SLU min caso 1



Figura 23 – Involucro SLU min caso 2

11.1.3 Involuppo condizione RARA momento flettente

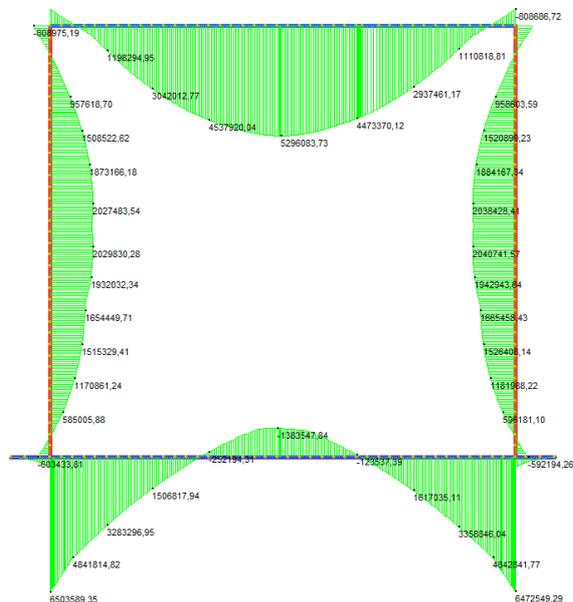


Figura 24 – Involuppo RARA max caso 1

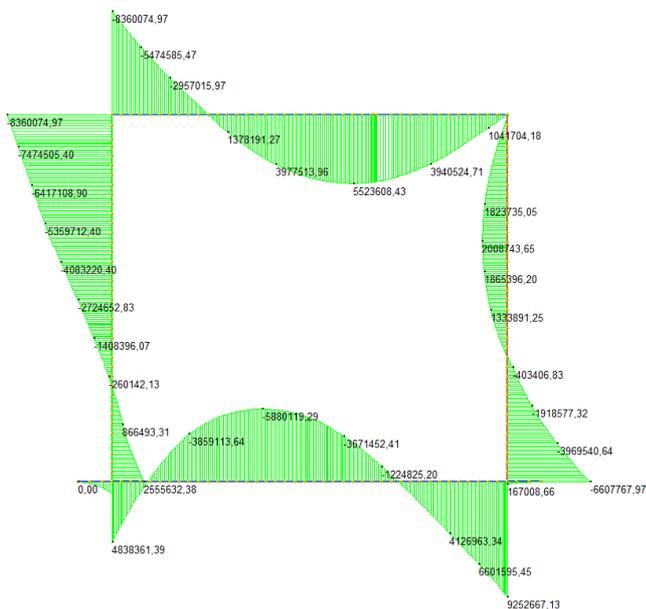


Figura 25 – Involuppo RARA max caso 2

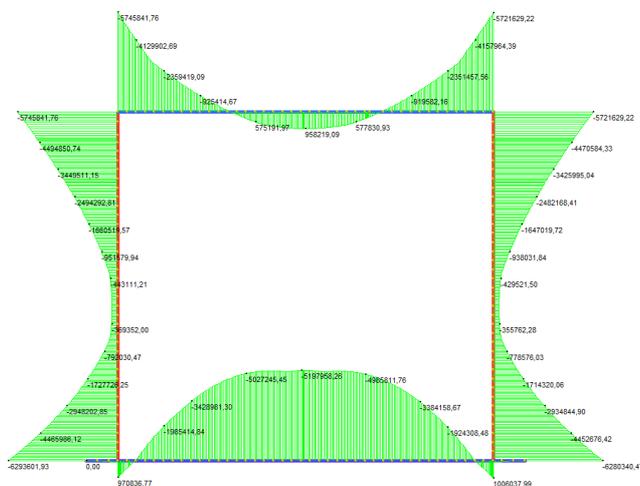


Figura 26 – Involuppo RARA min caso 1

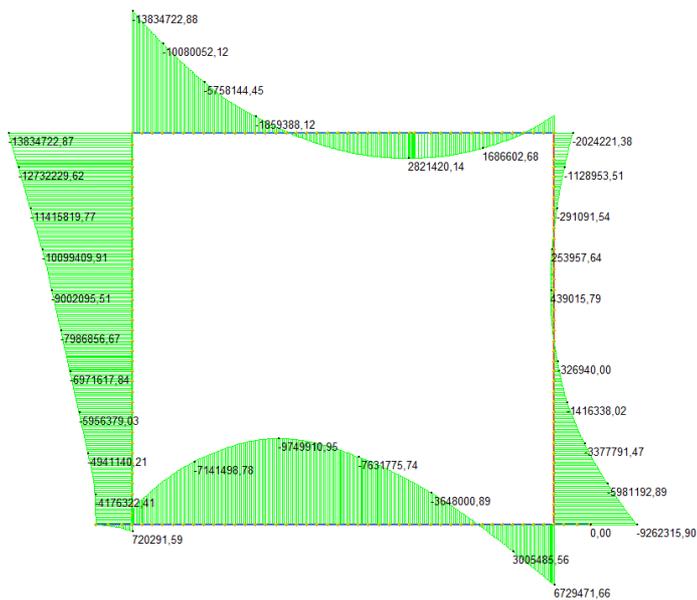


Figura 27 – Involuppo RARA min caso 2

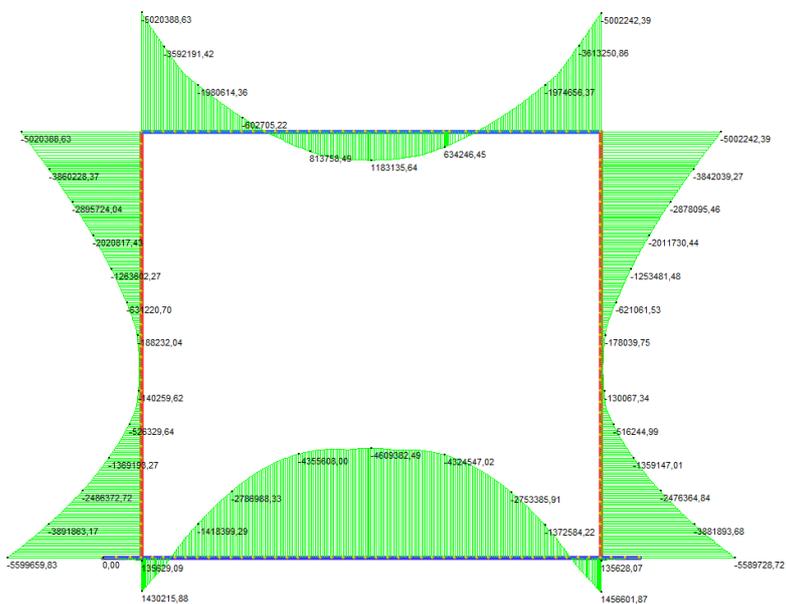


Figura 30 – Involupto FREQUENTE min caso 1

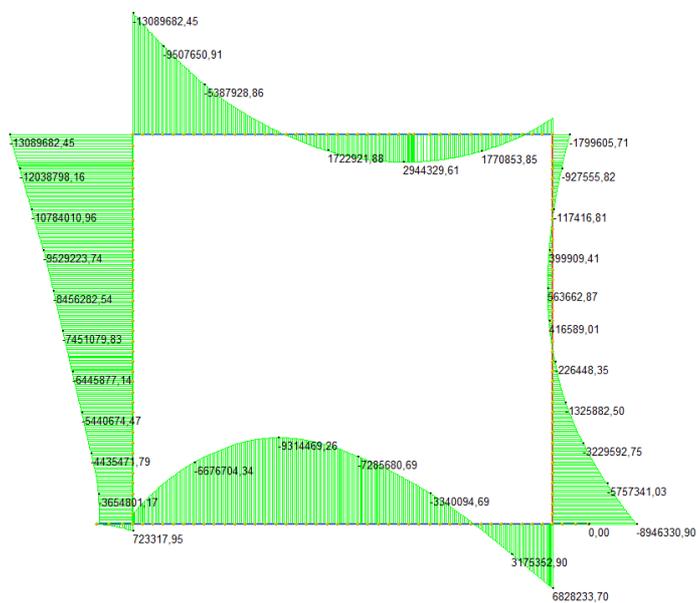


Figura 31 – Involupto FREQUENTE min caso 2

11.1.5 Involuppo condizione QUASI PERMANENTE momento flettente

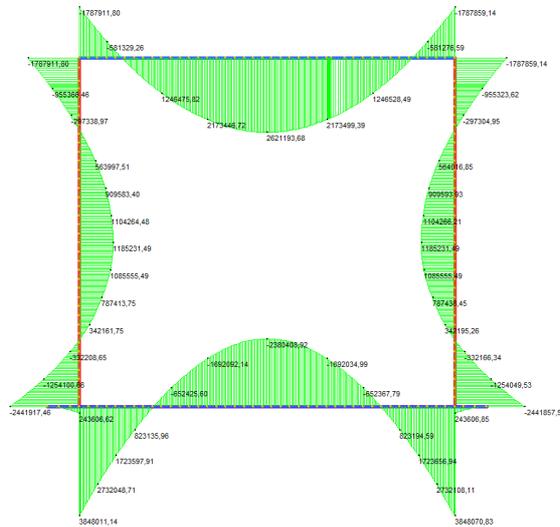


Figura 32 – Involuppo QUASI PERMANENTE max caso 1

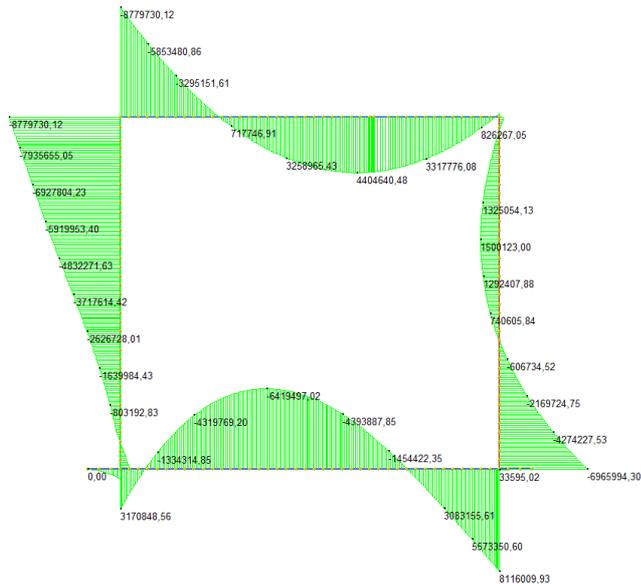


Figura 33 – Involuppo QUASI PERMANENTE max caso 2

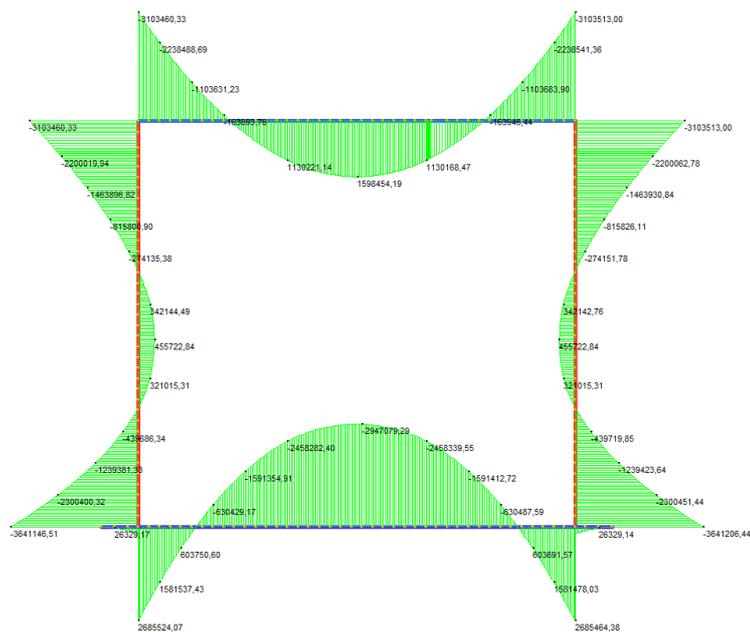


Figura 34 – Involuppo QUASI PERMANENTE min caso 1

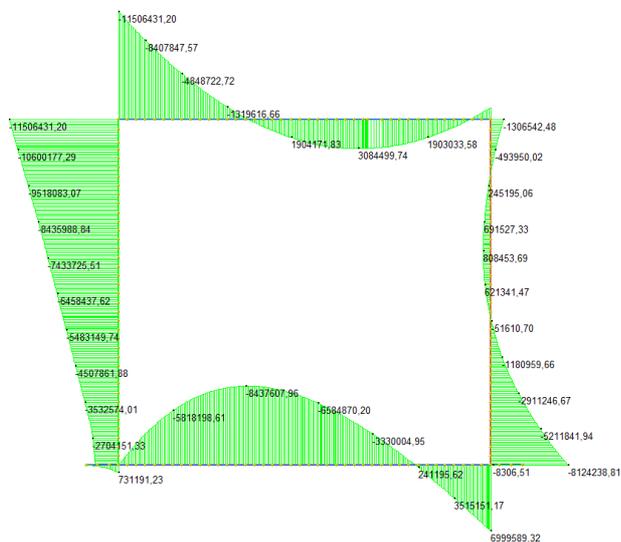


Figura 35 – Involuppo QUASI PERMANENTE min caso 2

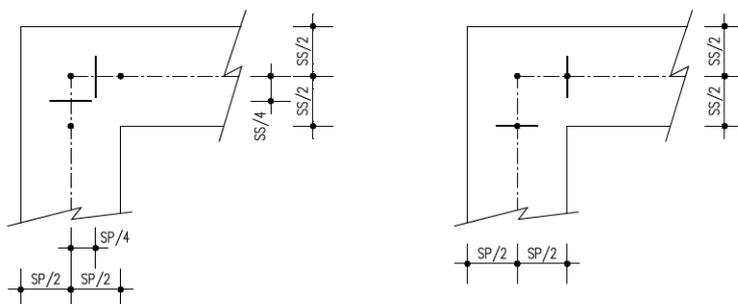
12 VERIFICHE DI RESISTENZA ED IN ESERCIZIO

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

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

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali“.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso di strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso di strutture in ambiente molto aggressivo ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_l = 0.20 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_l = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

12.1.1 Soletta superiore

Caso 1

B = 100 cm

H = 80 cm

Cop = 45 mm

Campata

As inf = $\phi 22/10$

As sup = $\phi 22/20$

Nodo

As inf = $\phi 22/10$

As sup = $\phi 22/10$

Caso 2

B = 100 cm

H = 80 cm

Cop = 45 mm

Campata

As inf = $\phi 24/10$

As sup = $\phi 22/20$

Nodo

As inf = $\phi 24/10$

As sup = $\phi 22/10 + \phi 24/10$

Verifiche SLU/SLV:

Caso 1

Campata

M = 871.70 kNm

N = -2.35 kN

c.s. = 1.13

M = 310.89 kNm

N = -708.80 kN

c.s. = 2.84



Nodo

$$M = 785.60 \text{ kNm}$$

$$N = -171.52 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.35$$

$$M = 405.37 \text{ kNm}$$

$$N = -174.69 \text{ kN}$$

$$c.s. = 2.20$$

Caso 2

Campata

$$M = 878.70 \text{ kNm}$$

$$N = 8.16 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.14$$

Nodo

$$M = 1678.41 \text{ kNm}$$

$$N = -221.13 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.35$$

Verifiche combinazione RARA:

Caso 1

Campata

$$M = 529.06 \text{ kNm}$$

$$N = -131.41 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 6.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 192.9 \text{ Mpa}$$

Nodo

$$M = 492.36 \text{ kNm}$$

$$N = -191.92 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 5.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 169.5 \text{ Mpa}$$

Caso 2

Campata

$$M = 536.66 \text{ kNm}$$

$$N = -122.65 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 5.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 161.5 \text{ Mpa}$$

Nodo

$$M = 1253.36 \text{ kNm}$$

$$N = -164.55 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 10.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 239.9 \text{ Mpa}$$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Caso 1

Campata

$$M = 261.81 \text{ kNm}$$

$$N = -123.56 \text{ kN}$$

non fessurata

Nodo

$$M = 429.30 \text{ kNm}$$

$$N = -178.36 \text{ kN}$$

$$Wk = 0.1$$

Caso 2

Campata

$$M = 503.52 \text{ kNm}$$

$$N = -122.20 \text{ kN}$$

$$Wk = 0.16$$

Nodo

$$M = 1043.26 \text{ kNm}$$

$$N = -135.26 \text{ kN}$$

$$Wk = 0.198$$

Si dispongono inoltre (1+1) ϕ 14/20 longitudinali.

Verifiche SLU/SLV taglio:

Soletta superiore caso 1:

Si adottano $\phi 14/40 \times 33$

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
calcestruzzo					
classe			C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]		
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck/0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1.50			
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15.87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c
acciaio					
tipo			B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]		
coefficiente	γ_s	1.15			
resistenza di progetto a trazione	fyd	391.3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
calcestruzzo					
larghezza della sezione	bw	100	[cm]		
altezza della sezione	h	80	[cm]		
copriferro	c	5	[cm]		
altezza utile	d	73.9	[cm]		d=h-c- $\phi/2$
acciaio					
numero barre	n1	10			
diametro	$\phi 1$	22	[mm]		
area di una barra	As1,i	3.80	[cm ²]		
area totale	As1	38.00	[cm ²]		As1=n1*As1,i
numero barre	n2	?			
diametro	$\phi 2$?	[mm]		
area di una barra	As2,i	0.00	[cm ²]		
area totale	As2	0.00	[cm ²]		As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	38.00	[cm ²]		As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
coefficiente	k	1.520			$k = 1 + (200/d)^{1/2}$
rapporto geometrico d'armatura	ρ	0.005	< 0.02		$\rho = A_s / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]		
area calcestruzzo	Ac	7390	[cm ²]		Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / A_c$
	v min	0.347	[N/mm ²]		$v_{\min} = 0.035 \cdot k \cdot (3/2) \cdot f_{ck}^{1/2}$
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	328.0	[kN]		ok: V Rd > V' Rd
$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	256.5	[kN]		
taglio agente	V Sd	556.0	[kN]		
Vrd < Vsd: serve armatura a taglio					
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio					
- taglio trazione (lato acciaio)					
diametro	ϕ_w	14	[mm]		
passo	sw	40	[cm]		
numero bracci	nb	3.333			
area di una barra	Asw,i	1.54	[cm ²]		
area totale	Asw	5.13	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad	
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0.524 rad	ok: 1.0 < cotg t < 2.5
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$	V Rsd	578.4	[kN]		
- taglio compressione (lato calcestruzzo)					
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot (1 + (\cotg \theta)^2)$					
coefficiente maggiorativo	α_c	1.00			
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7.93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	2284.8	[kN]		
taglio agente	V Sd	556.0	[kN]		
taglio resistente	V Rd	578.4	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)

Soletta superiore caso 2:

Si adottano $\phi 16/40 \times 25$

verifica a taglio						
- caratteristiche meccaniche						
<i>calcestruzzo</i>						
classe				C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]			
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]			fck0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1,50				
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]			fcd=0.85*fck/ γ_c
<i>acciaio</i>						
tipo				B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]			
coefficiente	γ_s	1,15				
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]			fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche						
<i>calcestruzzo</i>						
larghezza della sezione	bw	100	[cm]			
altezza della sezione	h	80	[cm]			
copriferro	c	5	[cm]			
altezza utile	d	73,8	[cm]			d=h-c- ϕ /2
<i>acciaio</i>						
numero barre	n1	10				
diametro	$\phi 1$	24	[mm]			
area di una barra	As1,i	4,52	[cm ²]			
area totale	As1	45,20	[cm ²]			As1=n1*As1,i
numero barre	n2	?				
diametro	$\phi 2$?	[mm]			
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]			
area totale	As2	0,00	[cm ²]			As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	45,20	[cm ²]			As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio						
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$						
coefficiente	k	1,521				k=1+(200/d) ^{1/2}
rapporto geometrico d'armatura	ρ	0,006	< 0.02			$\rho = As / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]			
area calcestruzzo	Ac	7380	[cm ²]			Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd		$\sigma_{cp} = N_p / Ac$
	v min	0,347	[N/mm ²]			v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	347,3	[kN]			ok: V Rd > V' Rd
$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	256,3	[kN]			
taglio agente	V Sd	828,0	[kN]			
						Vrd < Vsd: serve armatura a taglio
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio						
<i>- taglio trazione (lato acciaio)</i>						
diametro	ϕ_w	16	[mm]			
passo	sw	40	[cm]			
numero bracci	nb	4				
area di una barra	Asw,i	2,01	[cm ²]			
area totale	Asw	8,04	[cm ²]			Asw=nb*Asw,i
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad		
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad		ok: 1.0 < cotg t < 2.5
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$						
taglio resistente con staffe	V Rsd	904,8	[kN]			
<i>- taglio compressione (lato calcestruzzo)</i>						
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$						
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00				
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]			fcd=0.5*fcd
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	2281,7	[kN]			
taglio agente	V Sd	828,0	[kN]			
taglio resistente	V Rd	904,8	[kN]			Vrd=min(Vrtd;Vrsd)
						ok: Vrd > Vsd

12.1.2 Piedritti

Caso 1

B = 100 cm

H = 70 cm

Cop = 45 mm

As est = $\phi 22/10$

As int = $\phi 20/20$

Caso 2

B = 100 cm

H = 174 cm

Cop = 45 mm

As est = $\phi 24/10$

As int = $\phi 20/10$

Verifiche SLU/SLV:

Caso 1

Nodo

M = 866.3 kNm

N = -608.11 kN

c.s. = 1.21

Caso 2

Nodo

M = 878.70 kNm

N = 8.16 kN

c.s. = 1.14

Verifiche combinazione RARA:

Caso 1

Nodo

M = 530.28 kNm

N = -410.96 kN

$\sigma_c = 8.1$ Mpa

$\sigma_s = 197.6$ Mpa

Caso 2

Nodo



$M = 1328.00 \text{ kNm}$

$N = -661.48 \text{ kN}$

$\sigma_c = 4.0 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 125.0 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Caso 1

Nodo

$M = 280.00 \text{ kNm}$

$N = -230.93 \text{ kN}$

$W_k = 0.1$

Caso 2

Nodo

$M = 1213.37 \text{ kNm}$

$N = -646.89 \text{ kN}$

Non fessurata

Si dispongono inoltre $(1+1)\phi 14/20$ longitudinali.

Verifiche SLU/SLV taglio:

Piedritti caso 1:

Si adottano $\phi 14/30 \times 33$

verifica a taglio						
- caratteristiche meccaniche						
<i>calcestruzzo</i>						
classe			C 28/35			
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]			
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck/0.83=Rck	
coefficiente	γ_c	1,50				
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c	
<i>acciaio</i>						
tipo			B 450 C			
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]			
coefficiente	γ_s	1,15				
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s	
- caratteristiche geometriche						
<i>calcestruzzo</i>						
larghezza della sezione	bw	100	[cm]			
altezza della sezione	h	70	[cm]			
copriferro	c	5	[cm]			
altezza utile	d	63,9	[cm]		d=h-c- ϕ /2	
<i>acciaio</i>						
1	numero barre	n1	10			
	diametro	$\phi 1$	22	[mm]		
	area di una barra	As1,i	3,80	[cm ²]		
	area totale	As1	38,00	[cm ²]		As1=n1*As1,i
2	numero barre	n2	?			
	diametro	$\phi 2$?	[mm]		
	area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]		
	area totale	As2	0,00	[cm ²]		As2=n2*As2,i
	area totale barre longitudinali	As	38,00	[cm ²]		As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio						
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$						
coefficiente	k	1,559				k=1+(200/d) ^{1/2}
rapporto geometrico d'armatura	ρ	0,006	< 0.02			$\rho = As / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]			
area calcestruzzo	Ac	6390	[cm ²]			Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd		$\sigma_{cp} = N_p / Ac$
	v min	0,361	[N/mm ²]			v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	305,4	[kN]			ok: V Rd > V' Rd
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	230,5	[kN]			
taglio agente	V Sd	511,0	[kN]			
Vrd < Vsd: serve armatura a taglio						
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio						
<i>- taglio trazione (lato acciaio)</i>						
staffe	diametro	ϕw	14	[mm]		
	passo	sw	30	[cm]		
	numero bracci	nb	3,33			
	area di una barra	Asw,i	1,54	[cm ²]		
	area totale	Asw	5,13	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i
	inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad	
	inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad	ok: 1.0 < cotg t < 2.5
	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$					
	taglio resistente con staffe	V Rsd	666,3	[kN]		
<i>- taglio compressione (lato calcestruzzo)</i>						
	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$					
	coefficiente maggiorativo	α_c	1,00			
	resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd
	taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	1975,6	[kN]		
	taglio agente	V Sd	511,0	[kN]		
	taglio resistente	V Rd	666,3	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)
ok: Vrd > Vsd						

Piedritti superiore caso 2:

Si adottano $\phi 16/40 \times 33$

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
<i>calcestruzzo</i>					
classe			C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]		
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck=0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1,50			
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c
<i>acciaio</i>					
tipo			B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]		
coefficiente	γ_s	1,15			
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
<i>calcestruzzo</i>					
larghezza della sezione	bw	100	[cm]		
altezza della sezione	h	70	[cm]		
copriferro	c	5	[cm]		
altezza utile	d	63,8	[cm]		d=h-c- ϕ /2
<i>acciaio</i>					
numero barre	n1	10			
diametro	ϕ 1	24	[mm]		
area di una barra	As1,i	4,52	[cm ²]		
area totale	As1	45,20	[cm ²]		As1=n1*As1,i
numero barre	n2	?			
diametro	ϕ 2	?	[mm]		
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]		
area totale	As2	0,00	[cm ²]		As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	45,20	[cm ²]		As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
coefficiente	k	1,560			$k = 1 + (200/d)^{1/2}$
rapporto geometrico d'armatura	ρ 1	0,007	< 0.02		$\rho = A_s / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]		
area calcestruzzo	Ac	6380	[cm ²]		Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / A_c$
	v min	0,361	[N/mm ²]		$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	323,3	[kN]		ok: V Rd > V' Rd
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	230,2	[kN]		
taglio agente	V Sd	600,0	[kN]		
Vrd < Vsd: serve armatura a taglio					
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio					
- taglio trazione (lato acciaio)					
diametro	ϕ w	16	[mm]		
passo	sw	40	[cm]		
numero bracci	nb	3,33			
area di una barra	Asw,i	2,01	[cm ²]		
area totale	Asw	6,69	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad	
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad	ok: 1.0 < cotg t < 2.5
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$					
taglio resistente con staffe	V Rsd	651,2	[kN]		
- taglio compressione (lato calcestruzzo)					
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$					
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00			
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	1972,5	[kN]		
taglio agente	V Sd	600,0	[kN]		
taglio resistente	V Rd	651,2	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)
ok: Vrd > Vsd					

12.1.3 Soletta inferiore

Caso 1

B = 100 cm

H = 90 cm

Cop = 45 mm

Campata

As inf = $\phi 22/10$

As sup = $\phi 22/10$

Nodo

As inf = $\phi 22/10$

As sup = $\phi 22/20$

Caso 2

B = 100 cm

H = 100 cm

Cop = 45 mm

Campata

As inf = $\phi 20/10$

As sup = $\phi 24/20$

Nodo

As inf = $\phi 24/10$

As sup = $\phi 24/10$

Verifiche SLU/SLV:

Caso 1

Campata

M = 1004.40 kNm

N = -60.56 kN

c.s. = 1.15

Al nodo è posizionata la medesima armature resistente e le sollecitazioni nel punto di verifica sono minori.

Caso 2

Campata

M = 1309.00 kNm

$N = 766.00 \text{ kN}$

c.s. = 1.39

Nodo

$M = 1293.90 \text{ kNm}$

$N = -70.00 \text{ kN}$

c.s. = 1.18

Verifiche combinazione RARA:

Caso 1

Campata

$M = 519.80 \text{ kNm}$

$N = -220.10 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.0 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 154.5 \text{ Mpa}$

Al nodo è posizionata la medesima armature resistente e le sollecitazioni nel punto di verifica sono minori.

Caso 2

Campata

$M = 536.66 \text{ kNm}$

$N = -122.65 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.3 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 161.5 \text{ Mpa}$

Nodo

$M = 830.03 \text{ kNm}$

$N = -393.24 \text{ kN}$

$\sigma_c = 5.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 175.4 \text{ Mpa}$

Verifiche combinazione QUASI PERMANENTE:

Caso 1

Campata

$M = 261.81 \text{ kNm}$

$N = -123.56 \text{ kN}$

non fessurata

Al nodo è posizionata la medesima armature resistente e le sollecitazioni nel punto di verifica sono minori.



Caso 2

Campata

$$M = 601.76 \text{ kNm}$$

$$N = -133.76 \text{ kN}$$

$$Wk = 0.144$$

Nodo

$$M = 801.00 \text{ kNm}$$

$$N = -372.72 \text{ kN}$$

$$Wk = 0.1822$$

Si dispongono inoltre (1+1) 14/20 longitudinali.

Verifiche SLU/SLV taglio:

Soletta inferiore caso 1:

Si adottano $\phi 14/40 \times 33$

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
calcestruzzo					
classe			C 28/35		
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]		
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck/0.83*Rck
coefficiente	γ_c	1,50			
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c
acciaio					
tipo			B 450 C		
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]		
coefficiente	γ_s	1,15			
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
calcestruzzo					
larghezza della sezione	bw	100	[cm]		
altezza della sezione	h	90	[cm]		
copriferro	c	5	[cm]		
altezza utile	d	83,9	[cm]		d=h-c- $\phi/2$
acciaio					
numero barre	n1	10			
diametro	ϕ_1	22	[mm]		
area di una barra	As1,i	3,80	[cm ²]		
area totale	As1	38,00	[cm ²]		As1=n1*As1,i
numero barre	n2	?			
diametro	ϕ_2	?	[mm]		
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]		
area totale	As2	0,00	[cm ²]		As2=n2*As2,i
area totale barre longitudinali	As	38,00	[cm ²]		As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
coefficiente	k	1,488			k=1+(200/d) ^{1/2}
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0,005	< 0.02		$\rho_1 = As / (b_w \cdot d)$
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]		
area calcestruzzo	Ac	8390	[cm ²]		Ac=bw*d
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / Ac$
	v min	0,336	[N/mm ²]		v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	349,4	[kN]		ok: V Rd > V' Rd
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	282,1	[kN]		
taglio agente	V Sd	580,0	[kN]		
Vrd < Vsd: serve armatura a taglio					
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio					
- taglio trazione (lato acciaio)					
diametro	ϕ_w	14	[mm]		
passo	sw	40	[cm]		
numero bracci	nb	3,333			
area di una barra	Asw,i	1,54	[cm ²]		
area totale	Asw	5,13	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i
inclinazione tiranti di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad	
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad	ok: 1.0 < cotg t < 2.5
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$	V Rsd	656,7	[kN]		
- taglio compressione (lato calcestruzzo)					
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$	V Rcd	2593,9	[kN]		
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00			
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rd	656,7	[kN]		
taglio agente	V Sd	580,0	[kN]		
taglio resistente	V Rd	656,7	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)
ok: Vrd > Vsd					

Soletta inferiore caso 2:

Si adottano $\phi 14/40 \times 33$

verifica a taglio						
- caratteristiche meccaniche						
<i>calcestruzzo</i>						
classe			C 28/35			
resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]			
resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]		fck/0.83*Rck	
coefficiente	γ_c	1,50				
resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]		fcd=0.85*fck/ γ_c	
<i>acciaio</i>						
tipo			B 450 C			
resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]			
coefficiente	γ_s	1,15				
resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]		fyd=fyk/ γ_s	
- caratteristiche geometriche						
<i>calcestruzzo</i>						
larghezza della sezione	bw	100	[cm]			
altezza della sezione	h	100	[cm]			
copriferro	c	5	[cm]			
altezza utile	d	93,8	[cm]		d=h-c- $\phi/2$	
<i>acciaio</i>						
numero barre	n1	10				
diametro	$\phi 1$	24	[mm]			
area di una barra	As1,i	4,52	[cm ²]			
area totale	As1	45,20	[cm ²]		As1=n1*As1,i	
numero barre	n2	?				
diametro	$\phi 2$?	[mm]			
area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]			
area totale	As2	0,00	[cm ²]		As2=n2*As2,i	
area totale barre longitudinali	As	45,20	[cm ²]		As=As1+As2	
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio						
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$						
coefficiente	k	1,462			k=1+(200/d) ^{1/2}	
rapporto geometrico d'armatura	ρ	0,005	< 0.02		$\rho = As / (b_w \cdot d)$	
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]			
area calcestruzzo	Ac	9380	[cm ²]		Ac=bw*d	
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / Ac$	
	v min	0,327	[N/mm ²]		v min=0.035*k ² (3/2)*fck ^{1/2}	
$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	391,7	[kN]		ok: V Rd > V' Rd	
$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	307,0	[kN]			
taglio agente	V Sd	847,0	[kN]			
Vrd < Vsd: serve armatura a taglio						
- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio						
<i>- taglio trazione (lato acciaio)</i>						
diametro	ϕ_w	16	[mm]			
passo	sw	40	[cm]			
numero bracci	nb	3,333				
area di una barra	Asw,i	2,01	[cm ²]			
area totale	Asw	6,70	[cm ²]		Asw=nb*Asw,i	
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1,571 rad		
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	30 °	=>	0,524 rad	ok: 1.0 < cotg t < 2.5	
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$	V Rsd	958,3	[kN]			
<i>- taglio compressione (lato calcestruzzo)</i>						
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$						
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00				
resist a comp ridotta del cls d'anima	fcd	7,93	[N/mm ²]		fcd=0.5*fcd	
taglio resistente lato calcestruzzo	V Rcd	2900,0	[kN]			
taglio agente	V Sd	847,0	[kN]			
taglio resistente	V Rd	958,3	[kN]		Vrd=min(Vrcd;Vrsd)	
ok: Vrd > Vsd						

13 VASCA DI SOLLEVAMENTO

13.1 INTRODUZIONE

Come sintetizzato nella descrizione dell'opera il profilo longitudinale del rampa B è tale per cui si ha un punto di minimo al suo interno.

Si rende necessario quindi un'opera di raccolta delle acque eventualmente presenti all'interno del sottovia che devono venire canalizzate in un impianto di sollevamento per poter essere restituite alla rete locale costituita da fossi posti al piede del rilevato stradale che sovrasta il sottovia oggetto della presente relazione.

La vasca è costituita da un corpo di raccolta delle acque ispezionabile con le relative pompe con una parete divisoria in cui confluisce l'acqua del sottopasso ed un secondo vano anch'esso ispezionabile, poco profondo in cui le tubazioni confluiscono prima dello scarico nel fosso esterno a piano campagna.

Il corpo analizzato ha una dimensione interna netta in pianta di 4.25m x 3.0m ed un'altezza interna netta di 6.30m.

La copertura, le pareti laterali e la fondazione sono realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera con uno spessore di 50 cm. Si considerano nei paragrafi successivi i carichi le sollecitazioni agenti e le principali verifiche.

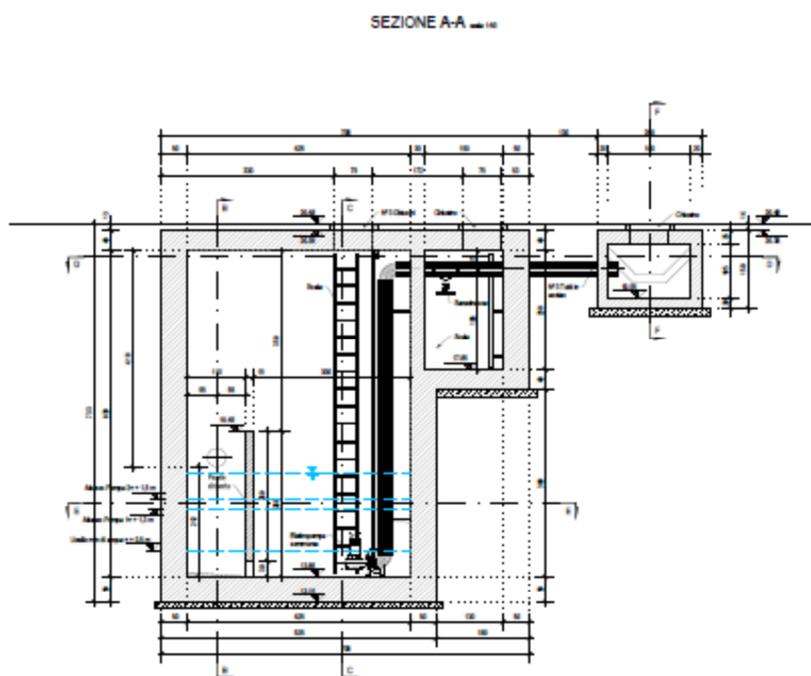


Figura 36 – vasca di sollevamento: Sezione verticale

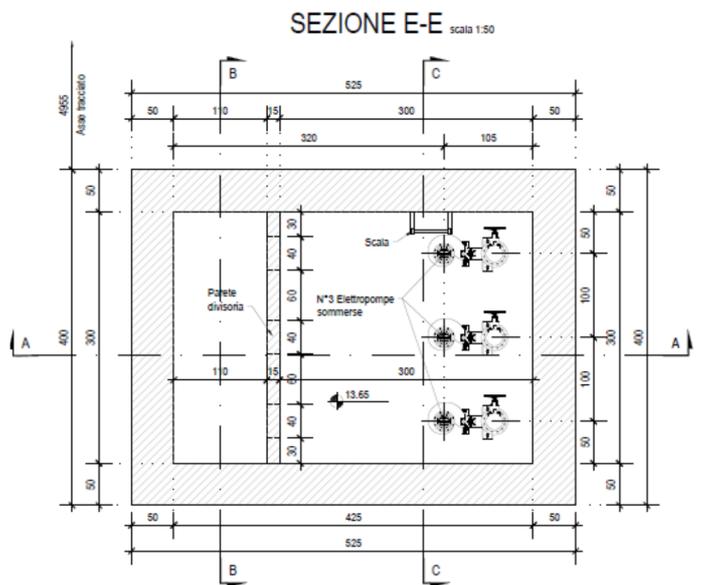


Figura 37 – vasca di sollevamento: Pianta

13.2 ANALISI DEI CARICHI

Si considerano agenti il terreno posto a tergo delle pareti della vasca con le caratteristiche descritte nel paragrafo iniziale ed un carico variabile ipotizzato pari a 5kN/mq.

Si considera agente la spinta a riposo vista la rigidezza della struttura e la bassa deformabilità conseguente della medesima.

Si effettua un'analisi considerando a favore di sicurezza il valore di pressione massimo dovuto alle spinte legate al terreno ed al variabile nell'ultimo metro di profondità con uno schema statico a favore di sicurezza di appoggio-appoggio trasversale sulla parete maggiore della vasca.

Si armerà poi tutte le pareti nella medesima maniera con un'armatura verticale di distribuzione dei carichi.

13.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

Si considera la pressione verticale ed orizzontale nell'ultimo metro della vasca:

$$Q_v = 20 \times 6.3 + 5 = 131 \text{ kN/m}$$

$$Q_h = 20 \times 6.3 \times 0.426 + 5 \times 0.426 = 55.81 \text{ kN/m}$$

Considerando una luce di calcolo pari a 4.75m (distanza tra gli assi dei setti) le sollecitazioni agenti in esercizio ed allo SLU sono le seguenti:

$$M_{es} = 55.81 \times 4.75^2/8 = 157.4 \text{ kNm}$$

$$M_{SLU} = (20 \times 6.3 \times 0.426 \times 1.35 + 5 \times 0.426 \times 1.5) \times 4.75^2/8 = 75.66 \times 4.75^2/8 = 213.4 \text{ kNm}$$

L'azione tagliante massima è pari a:

$$V_{SLU} = (20 \times 6.3 \times 0.426 \times 1.35 + 5 \times 0.426 \times 1.5) \times 4.75/2 = 75.66 \times 4.75/2 = 180.0 \text{ kNm}$$

A favore di sicurezza si trascura l'azione assiale di compressione agente.

Si considerano le seguenti geometrie ed armature:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ (tesa interna)} = 10 \phi 16$$

$$A'_s \text{ (compressa esterna)} = 5 \phi 16$$

Verifica tensionale:

$$\sigma_c = 5.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 192.8 \text{ Mpa}$$

Verifica a fessurazione:

$$W_k = 0.18$$

Verifica SLU

$$c.s = 1.48$$

Si dispone un'armatura verticale (interna-esterna) costituita da $(1+1)\phi 12/20$.

A seguire la verifica a taglio per la quale non serve armatura appositamente prevista.

Si prevedono spilli $\phi 8 \text{ } 40 \times 40$.

verifica a taglio					
- caratteristiche meccaniche					
<i>calcestruzzo</i>					
	classe		C 28/35		
	resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm ²]	
	resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm ²]	fck0.83*Rck
	coefficiente	γ_c	1,50		
	resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm ²]	fcd=0.85*fck/ γ_c
<i>acciaio</i>					
	tipo		B 450 C		
	resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm ²]	
	coefficiente	γ_s	1,15		
	resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm ²]	fyd=fyk/ γ_s
- caratteristiche geometriche					
<i>calcestruzzo</i>					
	larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
	altezza della sezione	h	50	[cm]	
	copriferro	c	5	[cm]	
	altezza utile	d	44,2	[cm]	d=h-c- ϕ /2
<i>acciaio</i>					
	numero barre	n1	10		
diametro	diametro	ϕ_1	16	[mm]	
1	area di una barra	As1,i	2,01	[cm ²]	
	area totale	As1	20,10	[cm ²]	As1=n1*As1,i
	numero barre	n2			
diametro	diametro	ϕ_2	?	[mm]	
2	area di una barra	As2,i	0,00	[cm ²]	
	area totale	As2	0,00	[cm ²]	As2=n2*As2,i
	area totale barre longitudinali	As	20,10	[cm ²]	As=As1+As2
- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio					
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$					
	coefficiente	k	1,673		$k = 1 + (200/d)^{1/2}$
	rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0,005	< 0.02	$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$
	azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
	area calcestruzzo	Ac	4420	[cm ²]	Ac=bw*d
	tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]	< 0.2 fcd $\sigma_{cp} = N_p / A_c$
		v min	0,401	[N/mm ²]	v min=0.035*k ^{3/2} *fck ^{1/2}
	$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V Rd	207,2	[kN]	ok: V Rd > V' Rd
	$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	V' Rd	177,1	[kN]	
	taglio agente	V Sd	180,0	[kN]	
		ok: Vrd > Vsd			