

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA
RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO

SOTTOPASSI STRADALI

Relazione descrittiva e di predimensionamento sottovia Lotto 2

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IR0F 02 R 11 CL SL0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	P. Cucino	Set 2021	G.Meneschineri	Set 2021	C. Urciuoli	Set 2021	L. Berardi Settembre 2021
				M.E.D'Effremo				



File: IR0F02R11CLSL000001A.doc

n. Elab.:

Sommario

1.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA	4
1.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	4
1.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
1.3	PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE (RFI, ITF)	5
1.4	SOFTWARE IMPIEGATI	5
2.	GENERALITA'	6
2.1	NUOVE VIABILITÀ.....	9
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1	CALCESTRUZZO	10
3.2	ACCIAIO	10
	<i>Acciaio di armatura per c.a.</i>	<i>10</i>
4.	CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO	12
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA.....	14
6.	DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI	15
7.	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE	19
8.	MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI	21
9.	ANALISI DEI CARICHI	23
10.1	G1: PESO PROPRIO	23
10.2	G2: PERMANENTI PORTATI	23
10.3	QK: CARICHI VARIABILI	27
10.4	E: AZIONI SISMICHE.....	30
10.	COMBINAZIONI DI CARICO	33
11.	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	34
12.1	SCATOLARE SL01 NV01	35
	<i>Azioni interne agli SLU</i>	<i>35</i>
	<i>Azioni interne agli SLE</i>	<i>37</i>

	<i>Azioni interne agli SLV</i>	40
	<i>Verifiche sezionali</i>	42
	<i>Considerazioni geotecniche</i>	46
12.2	SCATOLARE SL02 NUOVA STAZIONE DI GENGA.....	47
	<i>Azioni interne agli SLU</i>	47
	<i>Azioni interne agli SLE</i>	49
	<i>Azioni interne agli SLV</i>	52
	<i>Verifiche sezionali</i>	54
	<i>Considerazioni geotecniche</i>	58
12.1	SCATOLARE SL03 NV04	59
	<i>Azioni interne agli SLU</i>	59
	<i>Azioni interne agli SLE</i>	61
	<i>Azioni interne agli SLV</i>	64
	<i>Verifiche sezionali</i>	66
	<i>Considerazioni geotecniche</i>	70
12.2	SCATOLARE SL04 NV05	71
	<i>Azioni interne agli SLU</i>	71
	<i>Azioni interne agli SLE</i>	73
	<i>Azioni interne agli SLV</i>	76
	<i>Verifiche sezionali</i>	78
	<i>Considerazioni geotecniche</i>	82
12.3	SCATOLARE GAOC SULLA NVP1.....	95

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DESCRITTIVA E DI PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0000001A	REV. 0	FOGLIO 4 di 97

1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

Con specifico riferimento alla progettazione delle opere civili, i riferimenti principali sono elencati nel seguito.

1.1 Elaborati di riferimento

- [1]. SL01 su NV01 - Via S. Vittore - Pianta, prospetto, sezione longitudinale - IR0F02R11L6SL0100001A
- [2]. SL01 - Fasi - IR0F02R13P7SL0100001A
- [3]. SL02 su NV02 - Via Marconi - Pianta, prospetto, sezione longitudinale - IR0F02R11L6SL0200001A
- [4]. SL03 su NV04 - Via Palombare - Pianta, prospetto, sezione longitudinale - IR0F02R11L6SL0300001A
- [5]. SL03 - Fasi - IR0F02R13P7SL0300001A
- [6]. SL04 - NV05 - Via Chiaradovo - Pianta, prospetto, sezione longitudinale - IR0F02R11L6SL0400001A
- [7]. SL04 - Fasi - IR0F02R13P7SL0400001A
- [8]. GA0C su NVP1- Scatolare in approccio NW01 - Pianta, prospetto, sezioni - IR0F02R11PZGA0C00001A
- [9]. Nuova Stazione di Genga: Relazione di predimensionamento - IR0F02R11CLFV0100001A
- [10]. RS3C 00 R 29 GE GE0000 001 A – Relazione Geotecnica Generale
- [11]. RS3C 00 R 29 F6 GE0000 001 A – Profilo Geotecnico tav 1 di 3
- [12]. RS3C 00 R 29 F6 GE0000 002 A – Profilo Geotecnico tav 2 di 3
- [13]. RS3C 00 R 29 F6 GE0000 003 A – Profilo Geotecnico tav 3 di 3

1.2 Normativa e Standard di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate e conformi alle normative vigenti:

- [14]. Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»
- [15]. Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- [16]. Decreto Ministeriale 28/10/2005. “Sicurezza nelle gallerie ferroviarie”;
- [17]. Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1303/2014 - relativa alla Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente “la sicurezza nelle gallerie ferroviarie” nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;

- [18]. Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1300/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente le “persone a mobilità ridotta” nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;
- [19]. Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1299/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità.

1.3 Prescrizioni e specifiche tecniche (RFI, ITF)

- [20]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- [21]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- [22]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- [23]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- [24]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)
- [25]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A – rev 30/12/2016)
- [26]. Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)
- [27]. RFI, doc RFI DTC SI SP IFS 001 A “Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili” datato Dic 2016.

1.4 Software impiegati

I software utilizzati per la progettazione sono:

PresFLE+	versione 5.20.0	Concrete s.r.l.
Straus7	versione 2.4.6	EnginSoft S.p.A.

2. GENERALITA'

Nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della Linea ferroviaria Orte-Falconara, il presente Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica riguarda il raddoppio della tratta PM228-Castelplanio. Tale progetto è suddiviso nei 3 Lotti Funzionali di seguito elencati:

- Lotto 1: da PM228 a Bivio Nord Albacina, ovvero da progressiva Km 0+00 (pk 228+014 della LS) alla progressiva Km 7+200 di progetto
- Lotto 2: da Bivio Nord Albacina a Serra San Quirico (i) ovvero da progressiva Km 0+00 (pk 237+589 della LS) alla progressiva Km 8+889 (pk 246+958 della LS)
- Lotto 3 da Serra San Quirico (e) a Castelplanio (e) ovvero da progressiva Km 0+00 a progressiva Km 6+272 (pk 252+578 della LS).

Nel 2003 era stato redatto da ITF il progetto preliminare nell'ambito della Legge Obiettivo che già teneva conto dei 3 Lotti Funzionali sopra descritti. Rispetto al tracciato previsto in tale Progetto, il tracciato del PFTE in oggetto è stato aggiornato per tenere conto degli aggiornamenti normativi intercorsi.

Lotto 2

Il tracciato complessivo del Lotto 2 ha uno sviluppo complessivo pari a circa 8.900 m.

L'intervento ha inizio alla pk 7+200=0+47 di progetto, con una sovrapposizione di circa 47 m con i binari del Lotto 1, in corrispondenza dell'imbocco Sud della galleria GN02, galleria "Valtreara".

Ad inizio intervento nei pressi del Bivio Nord Albacina, è prevista una Cabina TE per gestire il corretto assetto delle protezioni della LdC e garantire l'equipotenzialità delle condutture.

Il tracciato prosegue in galleria (Galleria Valtreara di circa 900m); all'uscita dalla galleria è prevista l'opera di scavalco di Via di San Vittore, e dopo un tratto in viadotto (circa 210m) si arriva nella stazione di Genga, dove viene realizzata una nuova stazione su scatolare (in posizione rialzata rispetto all'esistente per problemi di incompatibilità idraulica dell'attuale tracciato), e vengono riorganizzati gli spazi dell'attuale parcheggio e delle attività commerciali previste in funzione della posizione del nuovo tracciato ferroviario. La nuova stazione prevederà marciapiedi H55cm, rampe scale e ascensori. Entrambi i marciapiedi verranno dotati di nuove pensiline ferroviarie.

Nell'area della fermata verrà realizzato un Fabbricato Tecnologico con annesso locale di Consegna ENEL.

Tra le viabilità di progetto c'è la Nuova Viabilità NV02 che risolve l'interferenza di Via Guglielmo Marconi fra gli abitati di S. Vittore e Genga Stazione, entrambi frazione di Genga, nella zona attorno all'attuale parcheggio per le grotte di Frasassi. In questo tratto la viabilità esistente viene interferita quasi perpendicolarmente dal tracciato della ferrovia di progetto: in progetto viene previsto che la nuova viabilità sottopassi la Linea ferroviaria di progetto; il PL esistente alla progressiva Km 239+600 viene eliminato a seguito dello spostamento della linea ferroviaria in nuova sede.

In uscita dalla nuova stazione di Genga è prevista la nuova galleria "Genga" di circa 570 m, e poi una serie di gallerie (galleria Mogiano 800m, Galleria Chiarodovo 280m, Galleria La Rossa 1.230m e Galleria Murano 1.100 m) alternate a tratti all'aperto, che costituiscono un sistema di gallerie equivalenti, che pertanto sono state attrezzate con le predisposizioni di sicurezza in galleria in ottemperanza al DM del 28.10.2005, con fabbricati di emergenza (PGEP) per la sicurezza in galleria e marciapiedi PES (aventi lunghezza pari a 250m) per gestire l'esodo delle persone in condizioni di sicurezza.

Nei tratti all'aperto in alternanza alle gallerie sono previsti 3 viadotti di circa 240m, 210m e 110m.

Infine è prevista l'adeguamento a fermata dell'impianto di Serra San Quirico, con realizzazione di un nuovo sovrappasso, dei collegamenti perdonali (rampe scale ed ascensori), realizzazione di due nuovi marciapiedi L utile pari a 250 m e H=55 cm. Entrambi i marciapiedi verranno dotati di nuove pensiline ferroviarie.

Nell'area della fermata verrà realizzato un Fabbricato Tecnologico con annesso locale di Consegna ENEL.

E' prevista la soppressione del PL posto alla progressiva Km 246+400 circa, mediante viabilità sostitutiva che sovrappassa la linea ferroviaria in progetto.

Subito dopo la fermata di Serra San Quirico verrà realizzata una Cabina TE provvisoria.

Sono previste barriere antirumore per una lunghezza complessiva pari a circa 1.650 m, tra binario pari e binario dispari, di tipo H4 e H6.

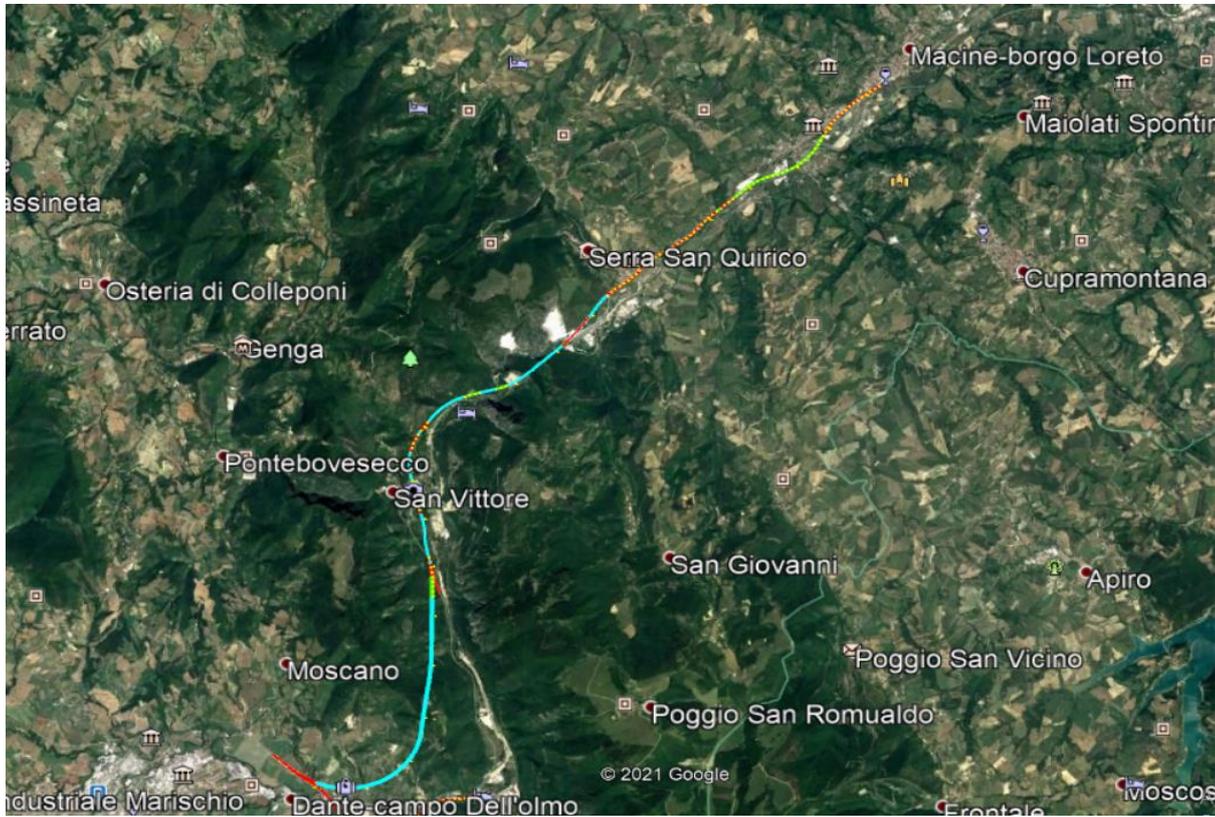


Figura 1: Inquadramento generale raddoppio ferroviario tratta PM228 - Castelplanio.

2.1 Nuove Viabilità

Le interferenze tra la nuova linea in progetto e le viabilità riguardano:

- NV01 – Via di San Vittore: interferenza alla pk 0+990 di linea risolta mediante il sottovia SL01.
- NV02 – Via Marconi: interferenza alla pk 1+649 di linea risolta mediante il sottovia SL02.
- NV04 – Frazione Mogiano: interferenza alla pk 4+124 di linea risolta mediante il sottovia SL03.
- NV05 : interferenza alla pk 4+441 di linea risolta mediante il sottovia SL04.
- NVP1 – Viabilità di accesso al Piazzale Tecnologico all’imbocco della GN01 “Valtreara”: la viabilità corre a monte e parallelamente della linea in progetto. In prossimità dell’intersezione con la SS256 presso la frazione Valtreara è presente lo scatolare stradale GA0C in approccio al viadotto NW01.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori di resistenza e deformabilità adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni delle NTC18 e del "Manuale di progettazione delle opere civili" RFI DTC SI MA IFS 001 A.

3.1 Calcestruzzo

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate e conformi alle normative vigenti:

Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»

Decreto Ministeriale 28/10/2005. "Sicurezza nelle gallerie ferroviarie";

Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1303/2014 - relativa alla Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente "la sicurezza nelle gallerie ferroviarie" nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;

Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1300/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità concernente le "persone a mobilità ridotta" nel sistema ferroviario transeuropeo convenzionale e ad alta velocità;

Regolamento del 18/11/2014 della Commissione dell'Unione Europea – 1299/2014 - relativa ad una Specifica Tecnica di Interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità.

3.2 Acciaio

Acciaio di armatura per c.a.

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/m³

$f_{y\ nom}$ = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

$f_{t\ nom}$ = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

$f_{yk \min}$ = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

$f_{tk \min}$ = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_{k \min}$ = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k \max}$ = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

φ_{\min} = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

φ_{\max} = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

σ_s = resistenza a trazione (Comb. Rara) = 0.75 * $f_{yk \min}$ = 337.5 N/mm²

4. CLASSE DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito la classe di esposizione del calcestruzzo per le diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

Elemento	Classe cls	Classe esposizione	Ambiente	Diametro massimo aggregati	Max a/c	Min cemento	Copri ferro
				[mm]		[kg/mc]	[mm]
Soletta fondazione	C30/37	XF1	Aggressivo	32	0,50	320	50
Setti e pilastri	C30/37	XF1	Aggressivo	32	0,50	320	50
Soletta copertura	C30/37	XF1	Aggressivo		0.50	320	50

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copri ferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettono quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera tra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Fiacine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla batigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo, ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contentori di fanghi e vasche di decantazione. Contentori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Tori di raffreddamento di fumi di gas di scarto industriali.	0,45	C 35/45	
*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.						
**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.						

La scelta delle classi di resistenza dei conglomerati riportate in precedenza viene di seguito verificata impiegando il Prospetto 4 della UNI-EN 11104 il quale prescrive, in funzione delle Classi di Esposizione, la resistenza minima delle miscele da adottare:

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45		
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)												3,0 ^{a)}						
Altri requisiti													Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}				

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Con riferimento agli elaborati Doc.Rif.[10]-[13], le unità intercettate alla base delle opere in progetto sono:

SL01 unità CL - Calcari

SL02 unità M_Alt – Marne a fucoidi fascia alterata

SL03 unità Dg - Alluvioni Terrazzate e depositi di versante a prevalenza ghiaioso sabbiosa

SL04 unità Dg/Dc - Alluvioni Terrazzate e depositi di versante a prevalenza ghiaioso sabbiosa/limoso argillosa

GA0C unità CL – Calcari

Le suddette unità presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

Unità	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	Cu (kPa)	σ_{CRM} (mPa)	E' (MPa)	cv (cm ² /s)	$c\alpha$ (-)
Dg	19.5÷20	0	32÷34	-	-	25÷60	-	-
Dc	19.5	0÷3	26÷28	130	-	10÷13	1.5x10 ⁻⁴ ÷1.3x10 ⁻³	1.0x10 ⁻³ ÷2.2x10 ⁻³
M_alt	21÷22	4÷12	28÷30	350		18÷24	1.5x10 ⁻⁴ ÷2.1x10 ⁻³	1.6x10 ⁻³ ÷3.3x10 ⁻³
CL	24÷26				0.25÷2.15	1700÷9000		

6. DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI

I sottovia presenti in progetto sono tutti identificabili con delle sezioni di tipo scatolare chiuso. Ciascuna di queste sezioni ospita al suo interno la sede stradale relativa alla nuova viabilità mentre in sommità saranno interessate dal passaggio in direzione trasversale della nuova linea ferroviaria a due binari. In particolare, i sottovia in oggetto sono di seguito elencati

- SL01– interferenza viaria NV01 Via San Vittore

Il sottovia, ha sezione scatolare di dimensioni nette interne $B \times H = 7.70 \times 5.20\text{m}$ con piedritti e soletta di base di spessore 1.00m mentre soletta superiore di spessore 0.90m. Lo sviluppo complessivo misurato in asse al sottovia è di 15.35m. L'opera è in continuità con lo scatolare in approccio alla spalla del Viadotto VI01.

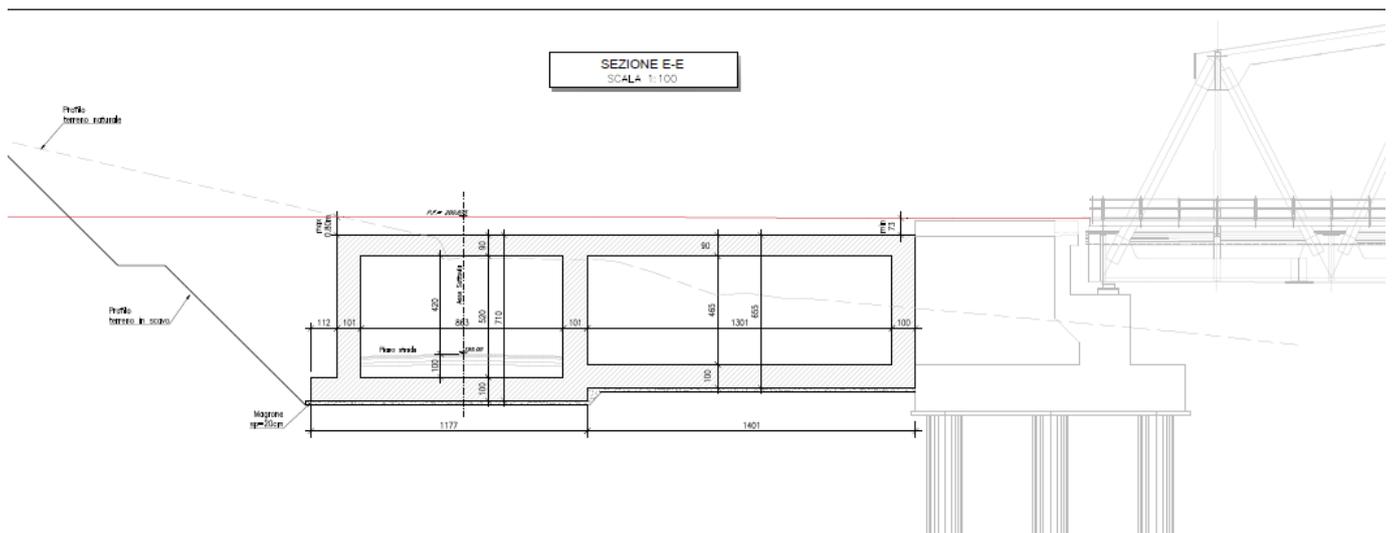


Fig. 6.1: Sottovia SL01 – NV01.

- SL02– interferenza viaria NV02 Via Marconi (Collegamento Nuova stazione Genga)

Il sottovia ha sezione scatolare di dimensioni nette interne $B \times H = 13.72 \times 6.58\text{m}$ con piedritti e soletta superiore di spessore 1.00m e fondazione di spessore 2.00m in continuità con la Stazione di Genga. Lo sviluppo complessivo misurato in asse al sottovia è di 16.45m.

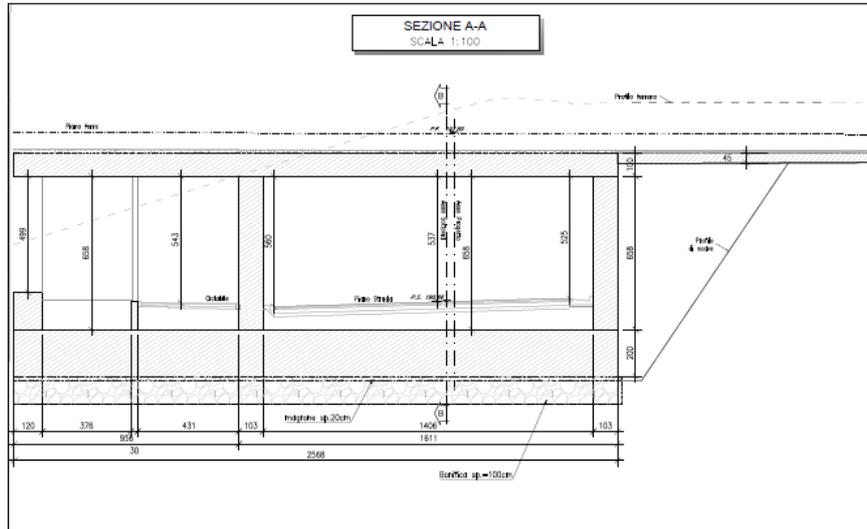


Fig. 6.2: Sottovia SL02 – Nuova stazione Genga..

- SL03 - interferenza viaria NV04 Frazione Mogiano

Il sottovia ha sezione scatolare di dimensioni nette interne BxH=10.24mx6.35m con piedritti e solette di spessore 1.20m. Lo sviluppo complessivo misurato in asse al sottovia è di 13.77m. L'opera è in continuità con la spalla del Viadotto VI02.

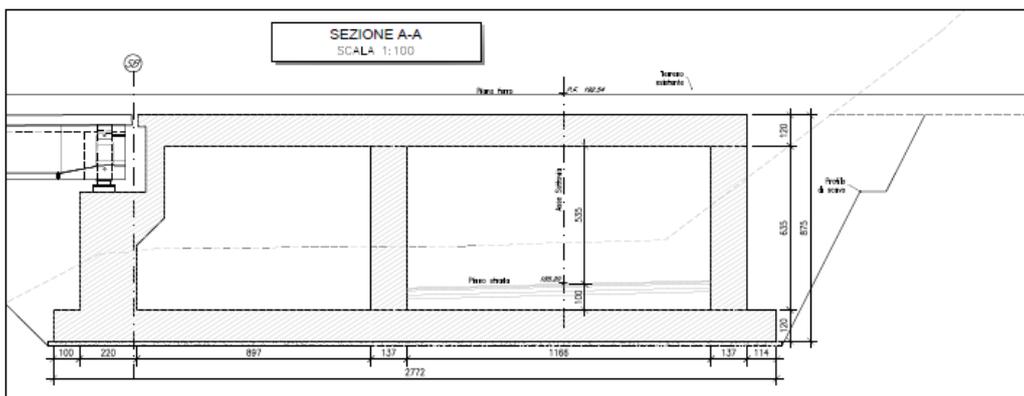


Fig. 6.3 - Sottovia SL03 – NV04.

- SL04 - interferenza viaria NV05:

Il sottovia ha sezione scatolare di dimensioni BxH=9.00x7.15m con piedritti e soletta di base di spessore 1.00m e soletta superiore di spessore 0.90m. Lo sviluppo complessivo è di 13.70m. L'opera rappresenta anche lo scatolare in appoggio al viadotto VI03.

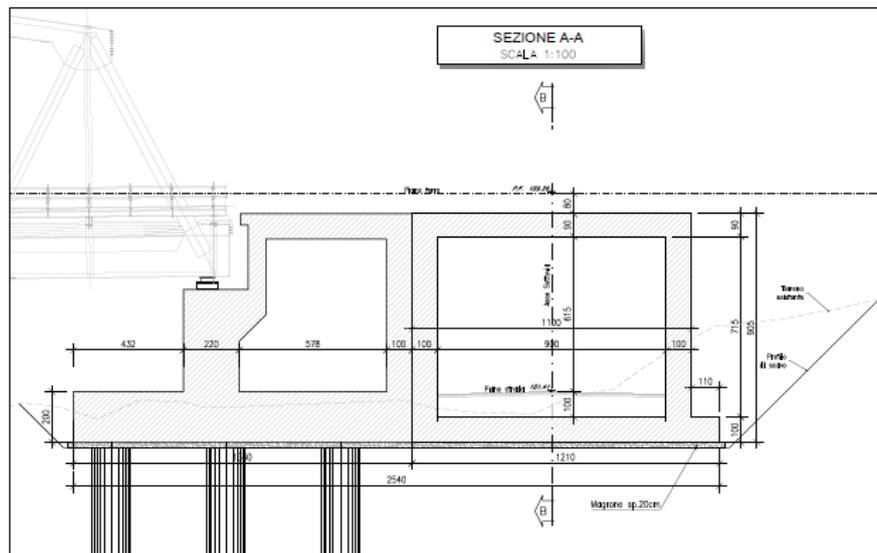
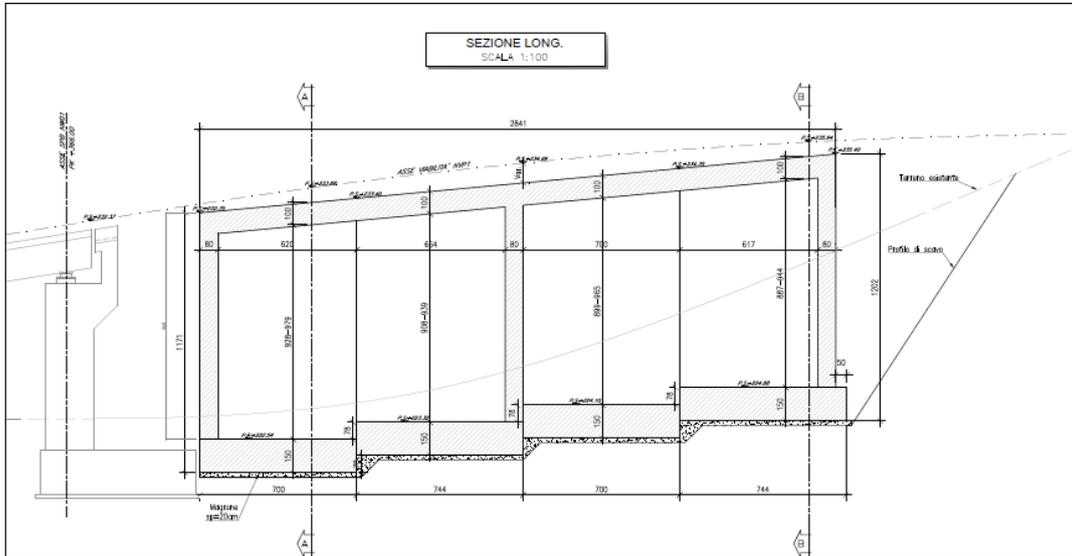


Fig. 6.4 - Sottovia SL04 – NV05.

- GA0C – Scatolare in appoggio al viadotto stradale NW01 su NVP1.

Lo scatolare, in appoggio al viadotto stradale NW01 e posizionato in corrispondenza della curva planimetrica della NVP1, è suddiviso in due moduli di sezione netta interna variabile BxH=5.97÷7.00mx8.87÷9.79m con piedritti di spessore 0.80m, soletta di copertura di spessore 1.00m e fondazione di spessore 1.50m. Lo sviluppo complessivo in asse alla viabilità è di 28.41m. Al fine di compensare la pendenza dell'asse stradale e contemporaneamente la pendenza del terreno esistente, lo scatolare è realizzato mediante fondazione a gradoni con 0.78m di differenza di quota tra un modulo ed il successivo.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
	RELAZIONE DESCRITTIVA E DI PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0000001A	REV. 0

7. CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE OPERE

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni dell'NTC18 e della Circolare n.617 dell'11 febbraio 2019. Le azioni considerate per la verifica delle strutture di sostegno dell'imbocco sono le seguenti:

- **Azioni permanenti strutturali (G1):** peso proprio degli elementi strutturali;
- **Azioni permanenti non strutturali (G2):** spinta del terreno a monte e a valle dell'opera; carico triangolare distribuito sul piano campagna a monte della struttura di sostegno al fine di simulare il piano campagna non orizzontale
- **Azioni variabili (Q_k):**, carico variabile sul piano campagna atto a simulare la presenza di sovraccarichi variabili in fase costruttiva legato alle varie fasi realizzative
- **Azione sismica (E):** Accelerazione orizzontale come definita al capitolo 1.10.4.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

Per il dimensionamento strutturale degli scatolari le verifiche statiche agli stati limite ultimi sono state effettuate seguendo l'approccio 1 – combinazione 1 (A1+M1+R1); mentre le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV). Per le verifiche in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni sono pari all'unità. Si è poi adottato il metodo pseudostatico, calcolando il coefficiente sismico orizzontale secondo le prescrizioni delle NTC18:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- α è il coefficiente di deformabilità;
- β è il coefficiente di spostamento.

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera.

$$\Delta S_E = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (K_{aE} - K_a) \right] / H$$

dove:

- g rappresenta il peso dell'unità di volume della formazione con la quale l'opera interagisce
- H rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso)
- K_{aE} e K_a rappresentano il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche e statiche rispettivamente.

In aggiunta ai precedenti stati limite ultimi e di salvaguardia della vita sono stati valutati anche gli stati limite di esercizio in condizioni statiche nelle seguenti condizioni di carico:

- Combinazione quasi permanente (SLE q,p)
- Combinazione frequente (SLE frequente)
- Combinazione rara (SLE rara)

Per le condizioni di esercizio le tensioni limite sono poi state limitate secondo quanto riportato nel documento “*Criterio per dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M.2018*” redatto da Italferr:

- Tensione di compressione nel calcestruzzo:
 - Per la combinazione di carico caratteristica (rara): 0.55 fck
 - Per la combinazione di carico quasi permanente: 0.40 fck
- Tensione di trazione nell'acciaio:
 - Per la combinazione di carico caratteristica (rara): 0.75 fck

8. MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

Le strutture scatolari sono state modellate secondo dei modelli piani, costituiti da elementi frame ad asse rettilineo definiti sulla linea d'asse della carpenteria di rivestimento definitivo. Per le dimensioni dei suddetti elementi si faccia riferimento al precedente § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

L'interazione terreno-struttura è stata simulata applicando dei supporti “*compression only*” lungo il perimetro della struttura in grado di offrire resistenza solo se sottoposti a compressione secondo le seguenti relazioni:

Supporto verticale $K_v = E/[B(1+\nu)] =$

SL01: 2198 kN/m³

SL02: 1538 kN/m³

SL03: 1442 kN/m³

SL04: 2308 kN/m³

Supporto orizzontale $K_h = E/[H(1+\nu)] =$

SL01: 3250 kN/m³

SL02: 3297 kN/m³

SL03: 2652 kN/m³

SL04: 3297 kN/m³

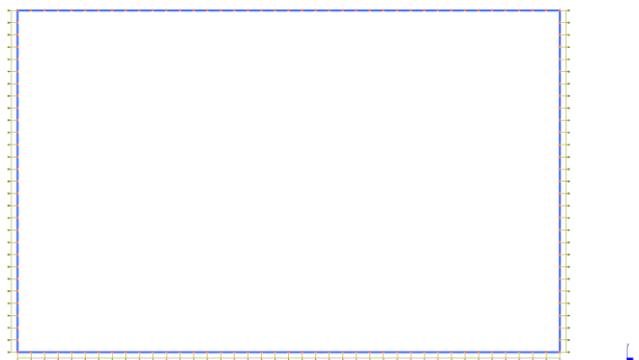


Figura 2: Modello FEM – SL01



Figura 3: Modello FEM – SL02

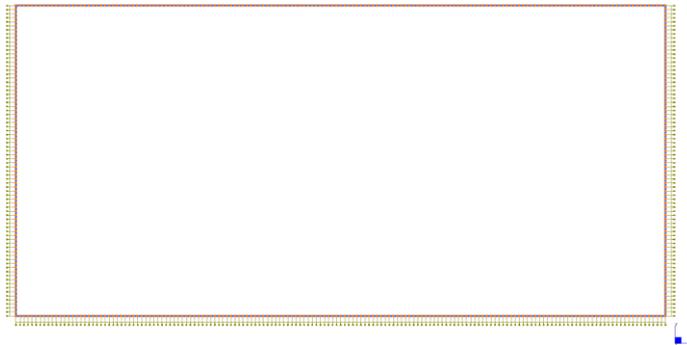


Figura 4: Modello FEM – SL03

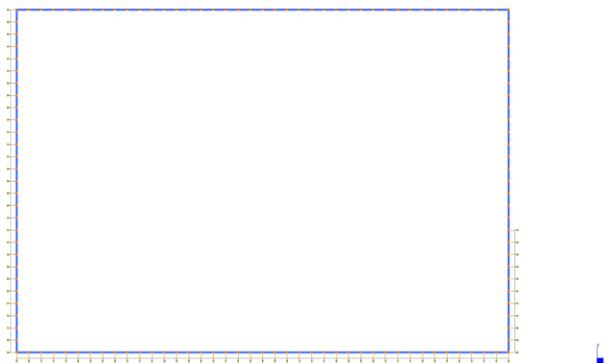


Figura 5: Modello FEM – SL04

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DESCRITTIVA E DI PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO SL0000001A	REV. 0	FOGLIO 23 di 97

9. ANALISI DEI CARICHI

Le azioni da considerare per la verifica degli elementi strutturali della stazione sono di seguito riassunte:

Carichi permanenti strutturali (G1): peso proprio degli elementi strutturali;

Carichi permanenti portati (G2): riempimento “ballast” gravante sulla soletta di copertura, spinta laterale del terreno e carico derivante dal pacchetto stradale sulla soletta di fondazione;

Carichi variabili (Qk):, carico variabile dovuto al passaggio di uno o più convogli ferroviari sulla soletta di copertura e carichi da traffico veicolare sulla soletta di fondazione;

Azioni sismiche (E): Accelerazione orizzontale dovuta al sisma e sovraspinta sismica del terreno.

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal “*Criterio per dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M.2018*”, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE quasi permanente, frequente e rara), stati limite ultimi in condizioni statiche (SLU) e stati limite di salvaguardia della vita in condizioni sismiche (SLV).

10.1 G1: peso proprio

[P.P.]

Il peso proprio della porzione resistente della soletta di copertura e quello relativo ai pilastri è stato considerato automaticamente dal software di calcolo Straus7, ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

10.2 G2: permanenti portati

[P.cop]

Sul solettone di copertura è stato considerato un riempimento di ballast caratterizzato da un peso per unità di volume pari a $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ mentre sulla soletta di fondazione è presente una finitura stradale caratterizzata da un peso specifico medio di 15 kN/m^3 . Gli spessori e le relative pressioni di carico sono di seguito riportate per ciascun scatolare:

SL01 NV01: $t_{ba} = 0.8 \text{ m}$, $Q_{ba} = 14.4 \text{ kPa}$ – $t_{ps} = 1.0 \text{ m}$, $Q_{ps} = 15.0 \text{ kPa}$

SL02 nuova stazione di Genga: $t_{ba} = 1 \text{ m}$, $Q_{ba} = 18 \text{ kPa}$ – $t_{ps} = 1.0 \text{ m}$, $Q_{ps} = 15.0 \text{ kPa}$

SL03 NV04: $t_{ba} = 0.8 \text{ m}$, $Q_{ba} = 14.4 \text{ kPa}$ – $t_{ps} = 1.3 \text{ m}$, $Q_{ps} = 19.5 \text{ kPa}$

SL04 NV05: $t_{ba} = 2.0$ m, $Q_{ba} = 36.0$ kPa – $t_{ps} = 1.0$ m, $Q_{ps} = 15.0$ kPa

[SP.sx]

Sul piedritto laterale sinistro è stata conteggiata la spinta derivante dal terreno laterale allo scatolare considerando un coefficiente di spinta a riposo $K_0 = (1 - \sin\phi') = 0.4$ avendo considerato un angolo di attrito pari a 37° . Vengono di seguito riportati i profili di spinta adottati per gli scatolari oggetto di studio:

- SL01-NV01:

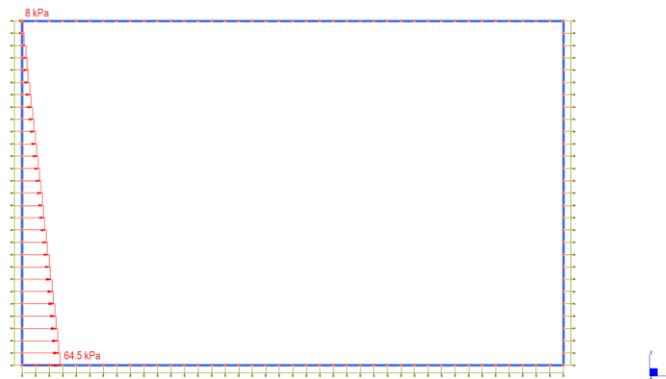


Figura 6: Spinta laterale statica sinistra – SL01 NV01

- SL02-Nuova stazione di Genga:

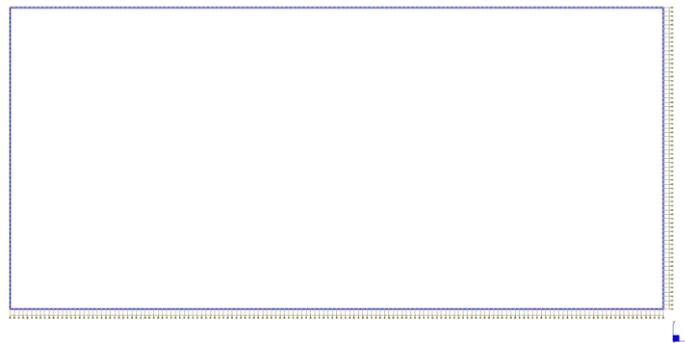


Figura 7: Spinta laterale statica sinistra – SL02 Nuova stazione di Genga.

- SL03-NV04:

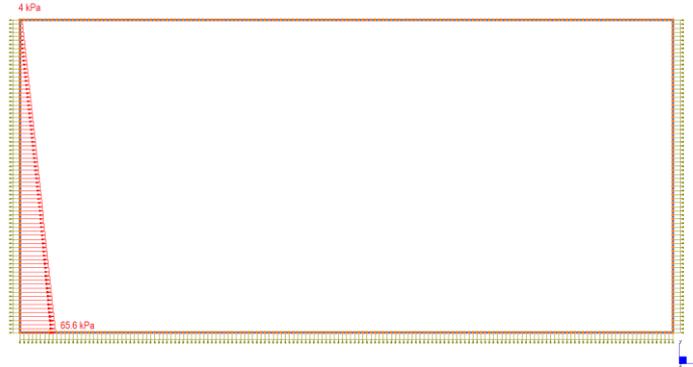
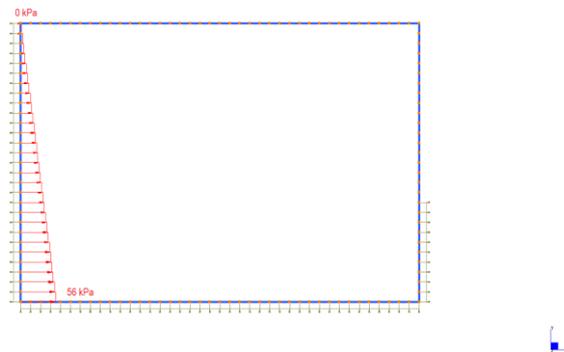


Figura 8: Spinta laterale statica sinistra – SL03 NV04

- SL04-NV05:



- Figura 9: Spinta laterale statica sinistra – SL04 NV05

[SP.dx]

Sul piedritto laterale destro è stata conteggiata la spinta derivante dal terreno laterale allo scatolare considerando un coefficiente di spinta a riposo $K_0=(1-\sin\varphi')=0.4$ avendo considerato un angolo di attrito pari a 37° . Vengono di seguito riportati i profili di spinta adottati per gli scatolari oggetto di studio:

- SL01-NV01:

+

Figura 10: Spinta laterale statica destra – SL01 NV01

- SL02-Nuova stazione di Genga:

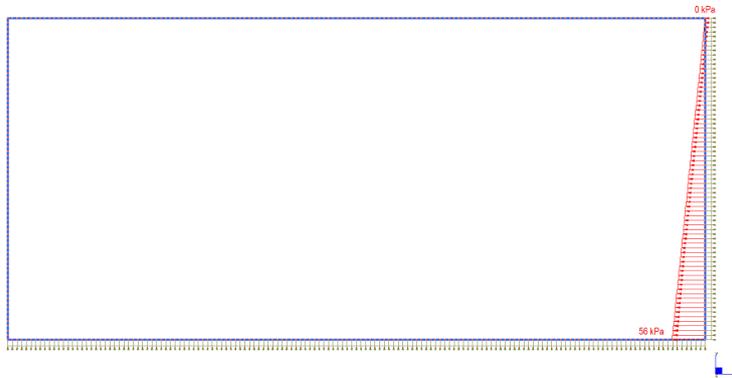


Figura 11: Spinta laterale statica sinistra – SL02 Nuova stazione di Genga.

- SL03-NV04:

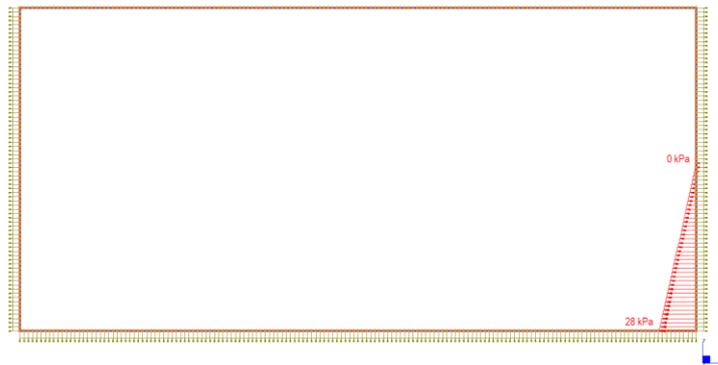
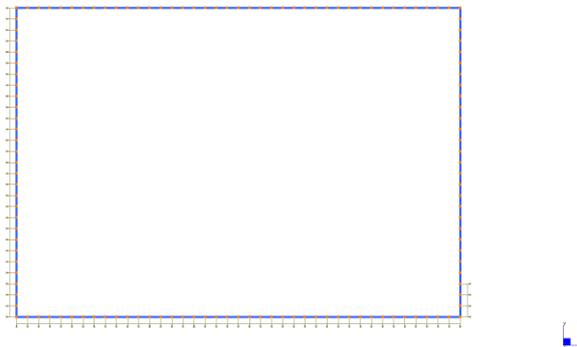


Figura 12: Spinta laterale statica destra – SL03 NV04

- SL04-NV05:



- Figura 13: Spinta laterale statica destra – SL04 NV05

10.3 Qk: carichi variabili

[V]

La prima delle due azioni variabili considerata è quella relativa al carico verticale ferroviario definito secondo quanto riportato al punto 5.2.2.2.1.1 delle NTC18 e noto come modello di carico LM71.

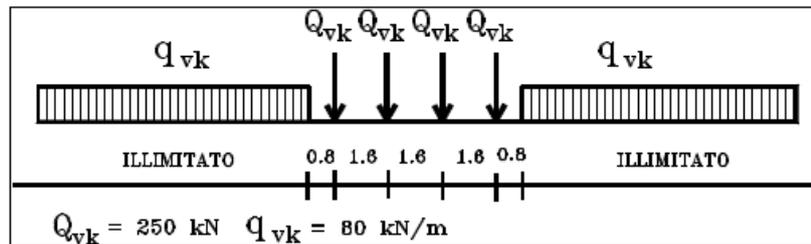


Figura 14: Modello di carico LM71.

Il carico ferroviario è stato poi ripartito sia longitudinalmente ($Q_{vk}/1.6m$) che trasversalmente come riportato nella figura seguente ottenendo una pressione pari a 92 kPa:

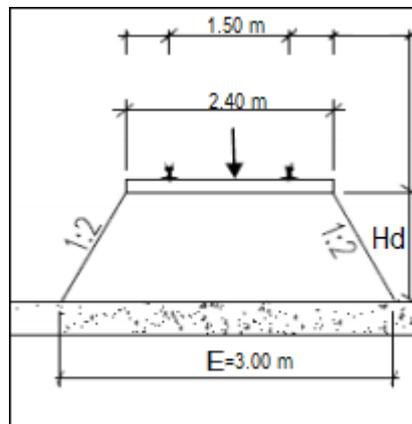


Figura 15: Schema relativo alla ripartizione del carico ferroviario in direzione trasversale.

Il carico associato al LM71 è stato poi applicato alla soletta di copertura di ciascun inbocco mentre alla soletta di fondazione è stato applicato il carico derivante al traffico veicolare altrimenti noto come schema di carico 1:

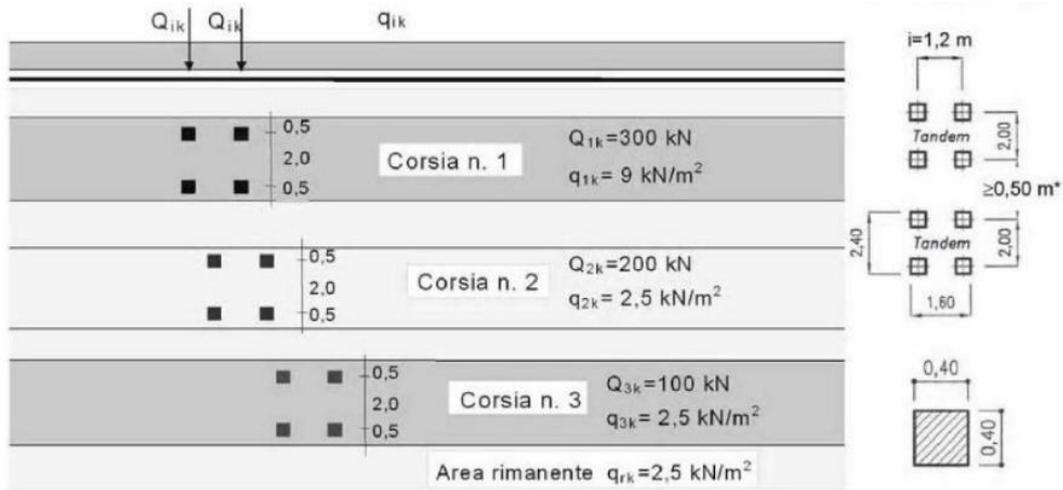


Figura 16: Schema di carico 1 da applicare alla soletta di fondazione (solo corsia 1 e 2).

Poichè i modelli beam sono stati realizzati per metro di spessore, si è considerato agire sullo scatolare un singolo asse del tandem sulla soletta di fondazione e considerando una ripartizione laterale su una dimensione trasversale di 3 metri. I valori carico così ottenuti sono i seguenti per le due corsie:

Corsia n.1 : $q_{c1} = 300 / (0.4 * 3) = 250 \text{ kN/m}$

Corsia n.2 : $q_{c2} = 200 / (0.4 * 3) = 167 \text{ kN/m}$

I carichi variabili applicati per i vari sottopassi sono di seguito riepilogati:

SL01 NV01

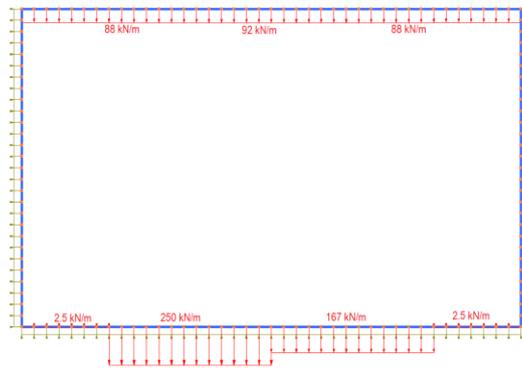


Figura 17: Carichi variabili per lo scatolare SL01 NV01.

SL02 Nuova stazione di Genga

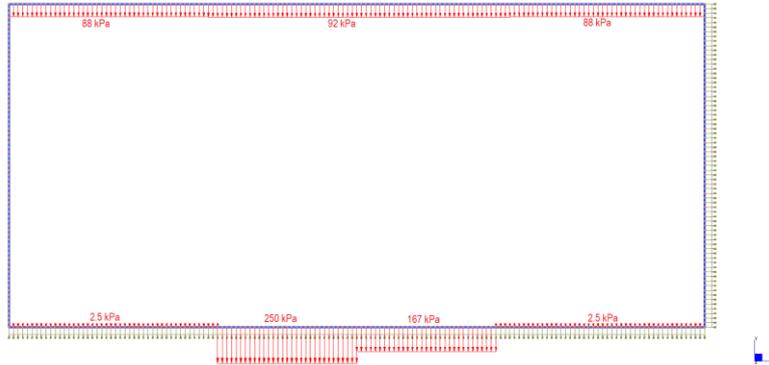


Figura 18: Carichi variabili per lo scatolare SL03 NV04.

SL03 NV04

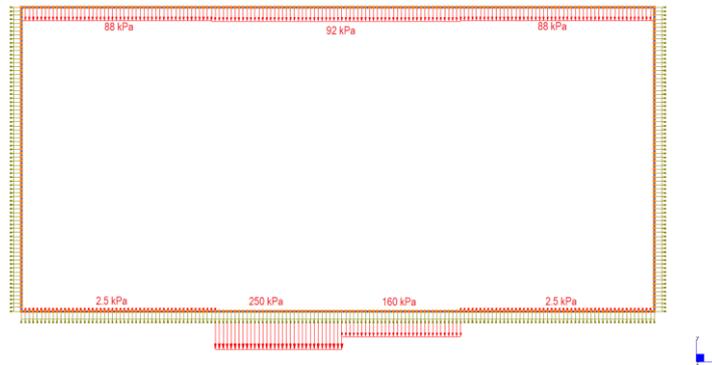


Figura 19: Carichi variabili per lo scatolare SL03 NV04.

SL04 NV05

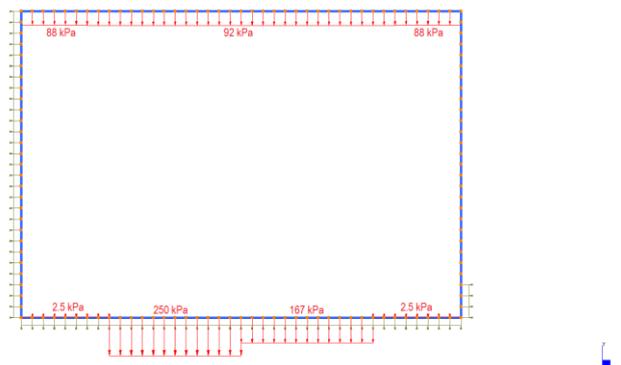


Figura 20: Carichi variabili per lo scatolare SL04 NV05.

[SV.sx]

Questa tipologia di carico prende in considerazione la possibile presenza di possibili spinte laterali indotte dai carichi variabili supportati dal terreno posto lateralmente al piedritto sinistro. Per i casi in oggetto SL01, SL03 ed SL04 non è presente tale tipologia di carico.

[SV.dx]

Questa tipologia di prende in considerazione la possibile presenza di possibili spinte laterali indotte dai carichi variabili supportati dal terreno posto lateralmente al piedritto sinistro. Per i casi in oggetto SL01, SL03 ed SL04 non è presente tale tipologia di carico.

10.4 E: azioni sismiche

L'accelerazione massima di progetto è stata calcolata in conformità alla normativa vigente NTC18. L'accelerazione di progetto allo SLV e la relativa sovraspinta sismica del terreno è stata calcolata per ciascun sottovia:

SL01 NV01 : periodo di riferimento V_R : 150 anni, $acc=2.511 \text{ m/s}^2$

SPINTA SISMICA (Metodo Wood, 1973)

Accelerazione su suolo rigido (SLV)	a_g/g	0.256	[-]
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.14	[-]
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	[-]
Coefficiente moltiplicativo:	S	1.14	[-]
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione	β_m	1	[-]
Peso specifico del terreno	γ	20	[kN/m ³]
Altezza del muro	H	7	[m]
Pressione uniforme distribuita	Δp	40.9	[kN/m²]

SL02 Nuova stazione di Genga : periodo di riferimento V_R : 112.5 anni, $acc=2.275 \text{ m/s}^2$

SPINTA SISMICA (Metodo Wood, 1973)

Accelerazione su suolo rigido (SLV)	a_g/g	0.232	[-]
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.17	[-]
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	[-]
Coefficiente moltiplicativo:	S	1.17	[-]
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione	β_m	1	[-]
Peso specifico del terreno	γ	20	[kN/m ³]
Altezza del muro	H	8.6	[m]
Pressione uniforme distribuita	Δp	46.7	[kN/m²]

SL03 NV04 : periodo di riferimento V_R : 112.5 anni, $acc=2.275 \text{ m/s}^2$

SPINTA SISMICA (Metodo Wood, 1973)

Accelerazione su suolo rigido (SLV)	a_g/g	0.232	[-]
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.17	[-]
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	[-]
Coefficiente moltiplicativo:	S	1.17	[-]
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione	β_m	1	[-]
Peso specifico del terreno	γ	20	[kN/m ³]
Altezza del muro	H	8.7	[m]
Pressione uniforme distribuita	Δp	47.2	[kN/m²]

SL04 NV05 : periodo di riferimento V_R : 112.5 anni, $acc=2.275 \text{ m/s}^2$

SPINTA SISMICA (Metodo Wood, 1973)

Accelerazione su suolo rigido (SLV)	a_g/g	0.232	[-]
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.17	[-]
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	[-]
Coefficiente moltiplicativo:	S	1.17	[-]
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione	β_m	1	[-]
Peso specifico del terreno	γ	20	[kN/m ³]
Altezza del muro	H	8	[m]
Pressione uniforme distribuita	Δp	43.4	[kN/m²]

[ΔS.h]

Di seguito sono riassunte le sovrappressioni sismiche orizzontali per i sottovia:

SL01 NV01 : $\Delta P = 40.9 \text{ kN/m}$

SL02 Nuova stazione di Genga : $\Delta P = 46.7 \text{ kN/m}$

SL03 NV04 : $\Delta P = 47.2 \text{ kN/m}$

SL04 NV05 : $\Delta P = 43.4 \text{ kN/m}$

[ΔS.h]

Le sovrappressioni sismiche verticali per i sottovia sono state trascurate.

[I.h]

Inerzie sismiche orizzontali per i sottovia applicate assegnando i seguenti valori di accelerazione:

SL01 NV01 : $\text{acc}=2.511 \text{ m/s}^2$

SL02 Nuova stazione di Genga : $\text{acc}=2.275 \text{ m/s}^2$

SL03 NV04 : $\text{acc}=2.275 \text{ m/s}^2$

SL04 NV05 : $\text{acc}=2.275 \text{ m/s}^2$

[I.v]

Le inerzie sismiche verticali per i sottovia sono state trascurate.

10. COMBINAZIONI DI CARICO

In riferimento al dimensionamento degli elementi scatolari vengono riportate le combinazioni di carico adottate per le combinazioni statiche (SLE e SLU) e sismiche (SLV) ritenute più significative e quindi adottate nelle analisi numeriche. Le combinazioni di carico sono state definite in accordo con il documento “*Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M.2018*”.

		SLU						SLE RARA	SLE FREQUENTE			SLE Q.P.
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLE-C	SLE-F1	SLE-F2	SLE-F3	SLE-QP
1	Peso proprio	P.P	1.3	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0
2	Peso coperture	P.cop	1.3	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0
3	Spinta terreno sx	SP.sx	1.3	1.0	1.3	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4	Spinta terreno dx	SP.dx	1.3	1.0	1.3	1.0	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0
5	Accidentale	V	1.5	1.5	0.0	1.5	0.0	1.5	1.0	0.8	0.0	0.0
6	Spinta accidentale sx	SV.sx	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	0.0	1.0	0.0	0.8	0.0
7	Spinta accidentale dx	SV.dx	1.5	0.0	1.5	0.0	0.0	1.5	1.0	0.0	0.0	0.8
8	Sovraspinta sismica orizzontale	$\Delta S.h$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Sovraspinta sismica verticale	$\Delta S.v$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	Inerzia sismica orizzontale	lh	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	Inerzia sismica verticale	lv	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Figura 21: Combinazioni di carico statiche per gli scatolari.

		SLV															
		12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
		SLV1	SLV2	SLV3	SLV4	SLV5	SLV6	SLV7	SLV8	SLV9	SLV10	SLV11	SLV12	SLV13	SLV14	SLV15	SLV16
1	Peso proprio	P.P	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	Peso coperture	P.cop	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3	Spinta terreno sx	SP.sx	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4	Spinta terreno dx	SP.dx	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
5	Accidentale	V	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
6	Spinta accidentale sx	SV.sx	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
7	Spinta accidentale dx	SV.dx	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
8	Sovraspinta sismica orizzontale	$\Delta S.h$	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3
9	Sovraspinta sismica verticale	$\Delta S.v$	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0	1.0	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0
10	Inerzia sismica orizzontale	lh	1.0	-1.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1.0	1.0	-1.0	1.0	-0.3	0.3	-0.3
11	Inerzia sismica verticale	lv	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-1.0	-1.0	1.0	1.0	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1.0	1.0	-1.0

Figura 22: Combinazioni di carico sismiche per gli scatolari.

11. RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

Le analisi eseguite per gli scatolari sono di tipo statico non lineare in modo tenere in conto della possibilità che le molle agiscano a sola compressione. Le combinazioni di carico adottate sono riportate nel precedente paragrafo della presente relazione di calcolo e sono state raggruppate nei seguenti involuipi:

	1: Absolute Envelope	2: Absolute Envelope	3: Absolute Envelope	4: Absolute Envelope	5: Absolute Envelope	6: Absolute Envelope
CASES	SLE Quasi - Permanente	SLE Frequente	SLE Rara	SLU	SLV	Envelope Case
1: SLU1				✓		✓
2: SLU2				✓		✓
3: SLU3				✓		✓
4: SLU4				✓		✓
5: SLU5				✓		✓
6: SLU6				✓		✓
7: SLE-C			✓			✓
8: SLE-F1		✓				✓
9: SLE-F2		✓				✓
10: SLE-F3		✓				✓
11: SLE-QP	✓					✓
12: SLV1					✓	✓
13: SLV2					✓	✓
14: SLV3					✓	✓
15: SLV4					✓	✓
16: SLV5					✓	✓
17: SLV6					✓	✓
18: SLV7					✓	✓
19: SLV8					✓	✓
20: SLV9					✓	✓
21: SLV10					✓	✓
22: SLV11					✓	✓
23: SLV12					✓	✓
24: SLV13					✓	✓
25: SLV14					✓	✓
26: SLV15					✓	✓
27: SLV16					✓	✓

Figura 23: Involuipi di carico per il dimensionamento e la verifica degli scatolari.

12.1 Scatolare SL01 NV01

Azioni interne agli SLU

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1084	-83

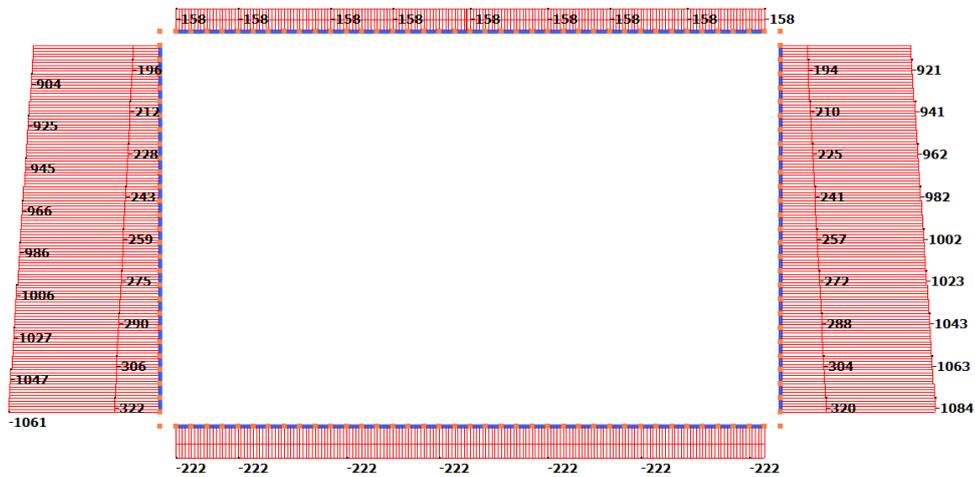


Figura 24: Involuppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLU.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	36 di 97

	MIN	MAX
SF2(kN)	-905	948

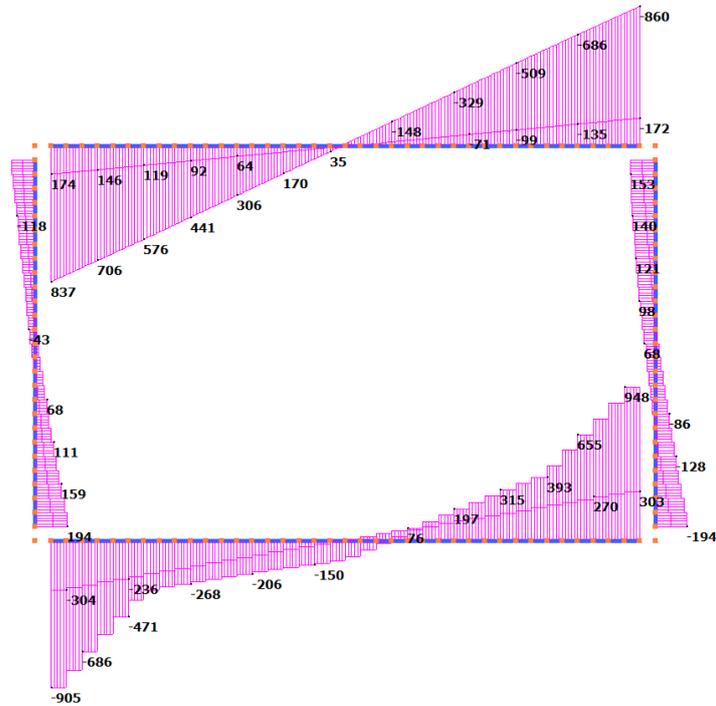


Figura 25: Inviluppo azione tagliante scatolare SL01 NV01 agli SLU.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1222	980

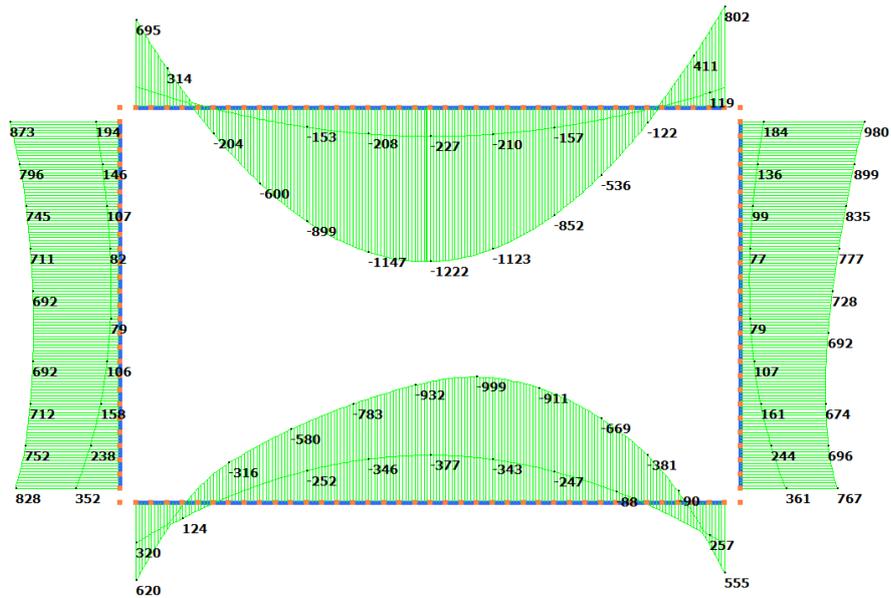


Figura 26: Inviluppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLU.

Azioni interne agli SLE

Quasi permanente

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-322	-29

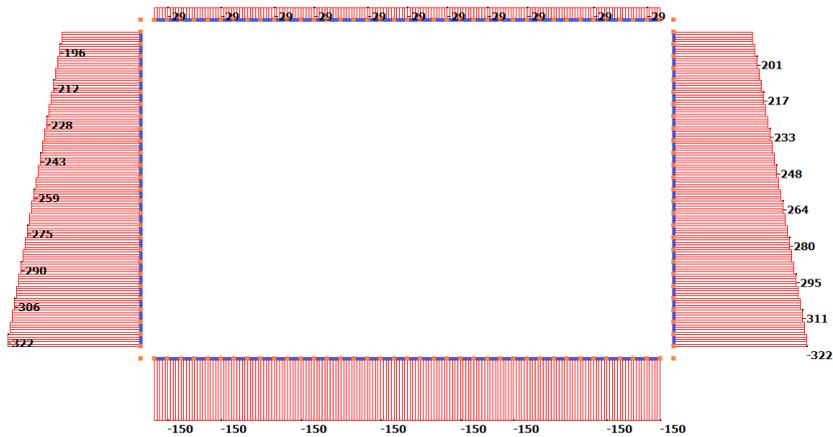


Figura 27: Inviluppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLE q.p.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-402	350

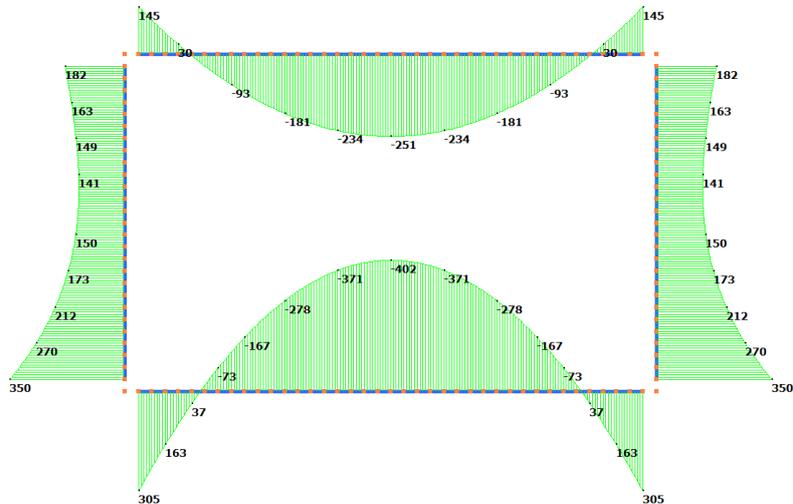


Figura 28: Inviluppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLE q.p.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	38 di 97

Frequente

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-676	-47

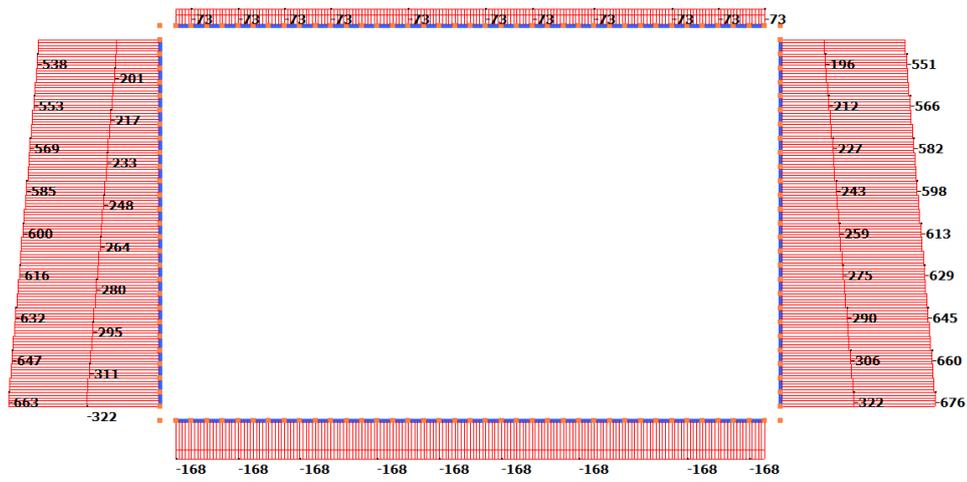


Figura 29: Involuppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLE freq.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-724	575

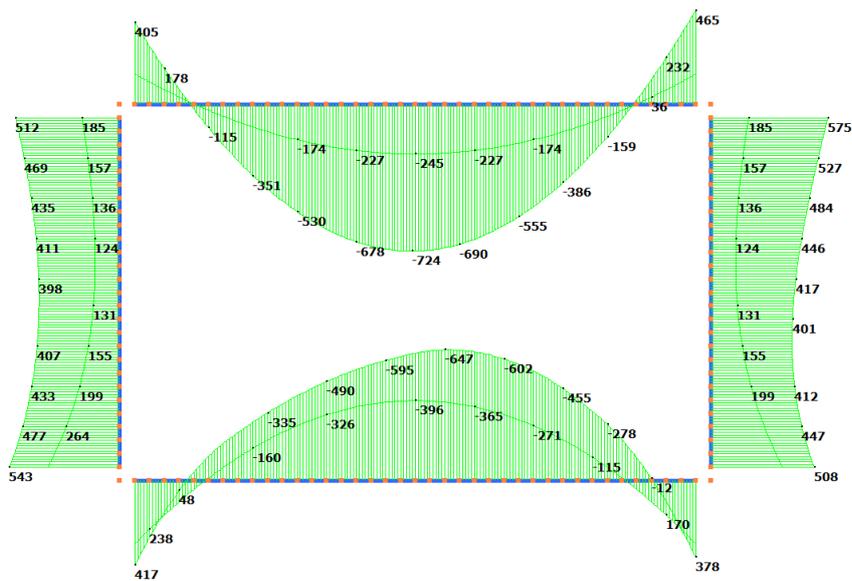


Figura 30: Involuppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLE freq.

Caratteristica

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-765	-109

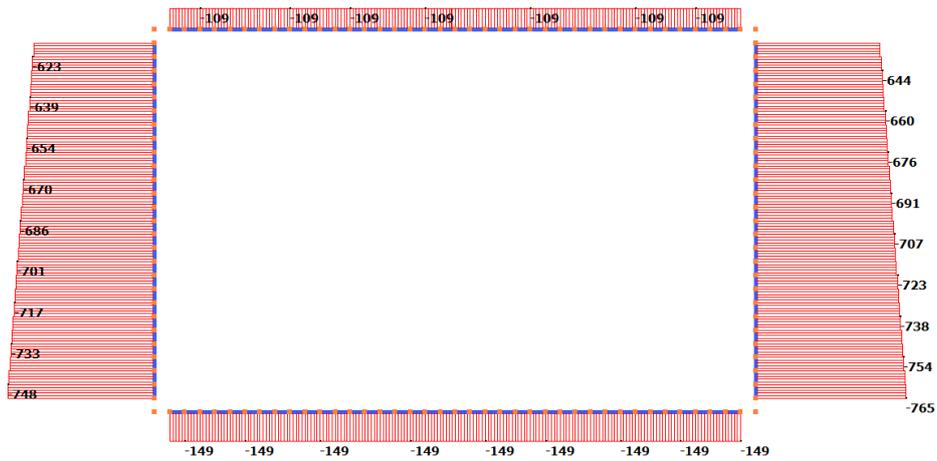


Figura 31: Involuppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLE c.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-832	677

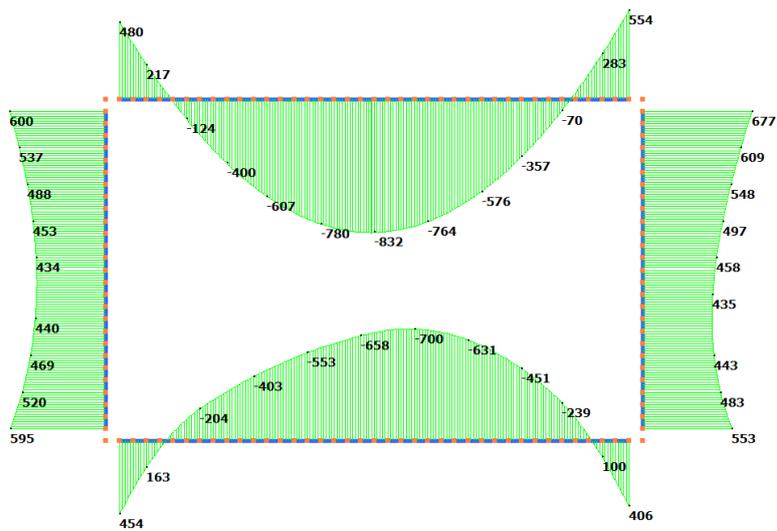


Figura 32: Involuppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLE c.

Azioni interne agli SLV

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-414	32

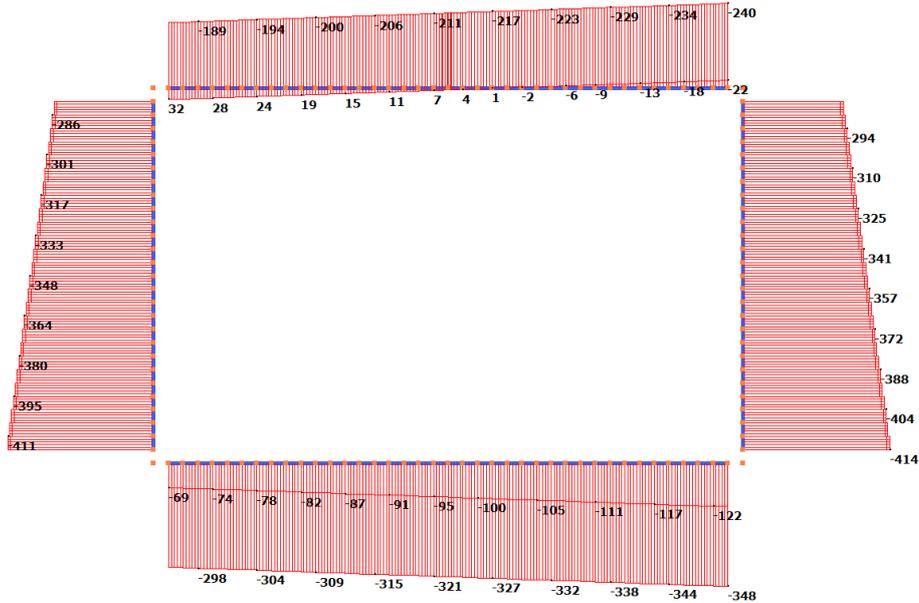


Figura 33: Involuppo azione assiale scatolare SL01 NV01 agli SLV.

	MIN	MAX
SF2(kN)	-376	382

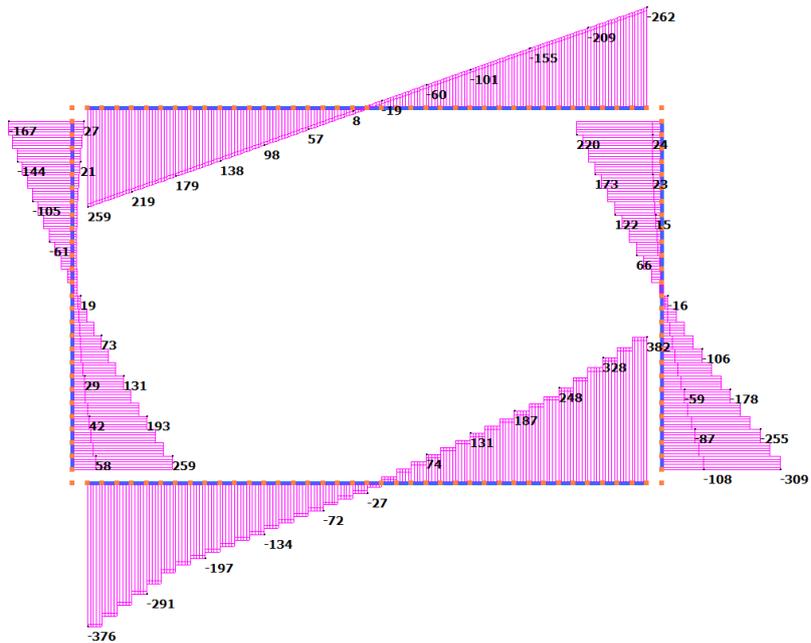


Figura 34: Involuppo azione tagliante scatolare SL01 NV01 agli SLV.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	41 di 97

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-478	437

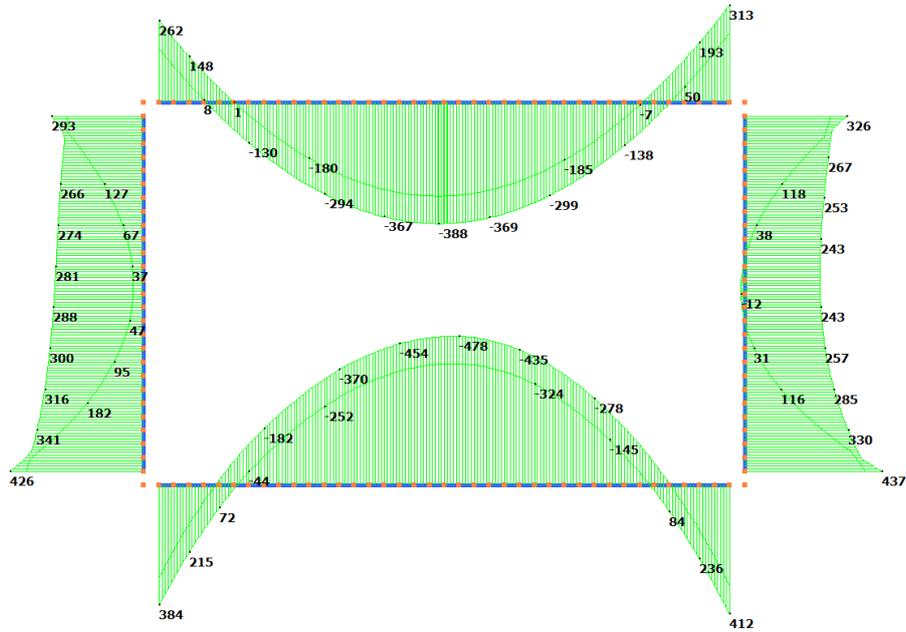


Figura 35: Involuppo momento flettente scatolare SL01 NV01 agli SLV.



**POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA.
RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO**

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	42 di 97

Verifiche sezionali

SL01_NV01_Soletta di fondazione

INPUT

OUTPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-150.0	402.0	-
SLE Frequente	-129.0	647.0	-
SLE Rara	-149.0	700.0	-
SLU	0.0	999.0	948.0
SLV	0.0	478.0	382.0

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 3.73	12.000
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 6.40	16.500
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 194.21	337.500
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.194	0.300

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Geometria della sezione				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	90	
Altezza utile della sezione		d [cm]	82	
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	9000	
Armatura longitudinale tesa				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	24	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.6	17.6	27.6
Area strato	A _s [cm ²]	45.24	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.549%		
Armatura longitudinale compressa				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	24	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6
Area strato	A _s ' [cm ²]	22.62	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.275%		
Armatura trasversale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00

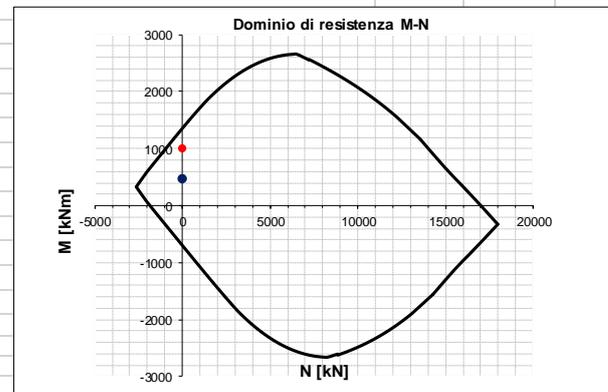
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)		V _{Sd} [kN]	948.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{Sd} [kN]	0.0
Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	375.53
Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{Sd}	0.40
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		V _{Rd2} (θ) [kN]	2295
Resistenza a taglio dell'armatura		V _{Rd3} (θ) [kN]	1396
Resistenza a taglio di progetto		V _{Rd} [kN]	1396
Coefficiente di sicurezza		V _{Rd} /V _{Sd}	1.47

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
Momento sollecitante		M _{Sd} [kNm]	999.0
Sforzo Normale concomitante		N _{Sd} [kN]	0.0
Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente		M _{Rd} [kNm]	1371.4
Coefficiente di sicurezza		M _{Rd} /M _{Sd}	1.37
Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente		N _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza		N _{Rd} /N _{Sd}	-

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8.98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30



SL01_NV01_piedritti

INPUT

OUTPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-191.0	350.0	-
SLE Frequente	-191.0	575.0	-
SLE Rara	-618.0	677.0	-
SLU	0.0	980.0	195.0
SLV	0.0	437.0	309.0

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 3.00	12.000
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 5.96	16.500
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 131.46	337.500
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.000	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.152	0.300

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	95
Altezza utile della sezione	d [cm]	87
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	9500

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	309.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0

Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	24	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.6	17.6	27.6
Area strato	A _s [cm ²]	45.24	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.518%		

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	386.83
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	1.25

Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	24	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6
Area strato	A _{s'} [cm ²]	22.62	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.259%		

Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2435
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1481
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1481
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	4.79

Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

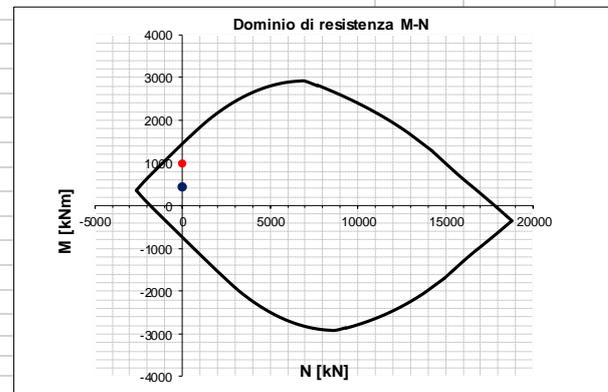
Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	980.0	437.0
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	1459.6	1459.6
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.49	3.34

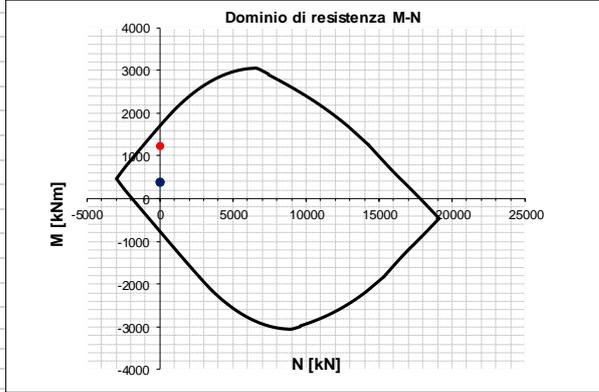
Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8.98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30



SL01_NV01_Soletta di copertura

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	-30.0	521.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ_c [Mpa] =	4.04	12.000
SLE Frequente	-47.0	724.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ_c [Mpa] =	6.52	16.500
SLE Rara	-109.0	832.0	-	Acciaio SLE Rara	σ_s [Mpa] =	191.42	337.500
SLU	0.0	1222.0	860.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	388.0	262.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w_d [mm] =	0.133	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w_d [mm] =	0.179	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V_{sd} [kN]	860.0	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	95	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	0.0	
Altezza utile della sezione		d [cm]	87	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A_c [cm ²]	9500	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V_{Rd1} [kN]	407.79	
				Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{sd}	0.47	
Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Numero Barre	n	10	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Diametro	ϕ [mm]	26	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	2432	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	17.7	Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	1479	
Area strato	A_s [cm ²]	53.09	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V_{Rd} [kN]	1479	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.608%		Coefficiente di sicurezza	V_{Rd}/V_{sd}	1.72	
Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
Numero Barre	n	5	0	Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Diametro	ϕ [mm]	24	0	Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	1222.0	388.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	0.0	0.0
Area strato	A_s' [cm ²]	22.62	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.259%		Momento resistente	M_{Rd} [kNm]	1700.6	1700.6
Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Coefficiente di sicurezza	M_{Rd}/M_{sd}	1.39	4.38
Diametro	ϕ [mm]	14	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Numero bracci	n_{bi}	2.5	0	Sforzo normale resistente	N_{Rd} [kN]	-	-
Passo	s_w [cm]	20	0	Coefficiente di sicurezza	N_{Rd}/N_{sd}	-	-
Inclinazione	α [deg]	90	90	Domínio di resistenza M-N			
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ² /m]	19.24	0.00				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI							
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	37				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f_{ck} [Mpa]	30.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f_{cm} [Mpa]	38.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f_{ctm} [Mpa]	2.90				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f_{ctk} [Mpa]	2.03				
Resistenza di progetto a compressione		f_{cd} [Mpa]	17.00				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f_{cd}' [Mpa]	8.98				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f_{yd} [Mpa]	391.30				

Considerazioni geotecniche

Dal punto di vista geotecnico, trattandosi lo scatolare SL01 di un'opera civile che prevede la rimozione di terreno per la sua costruzione e localizzato su di un terreno di tipo rocioso (si veda §5), è presumibile assumere che non vi siano problematiche legate alla portanza o ai cedimenti del terreno.

12.2 Scatolare SL02 Nuova stazione di Genga

Azioni interne agli SLU

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1670	18
	[Bm:4]	[Bm:235]

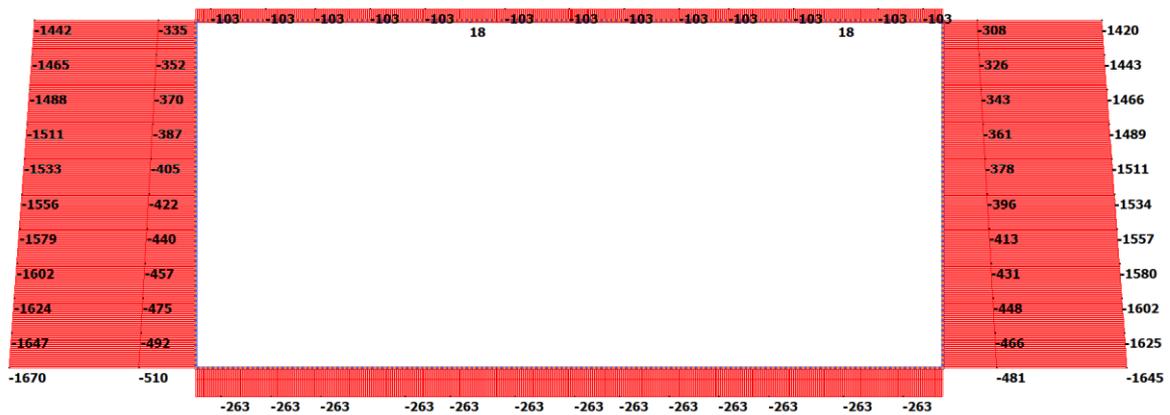
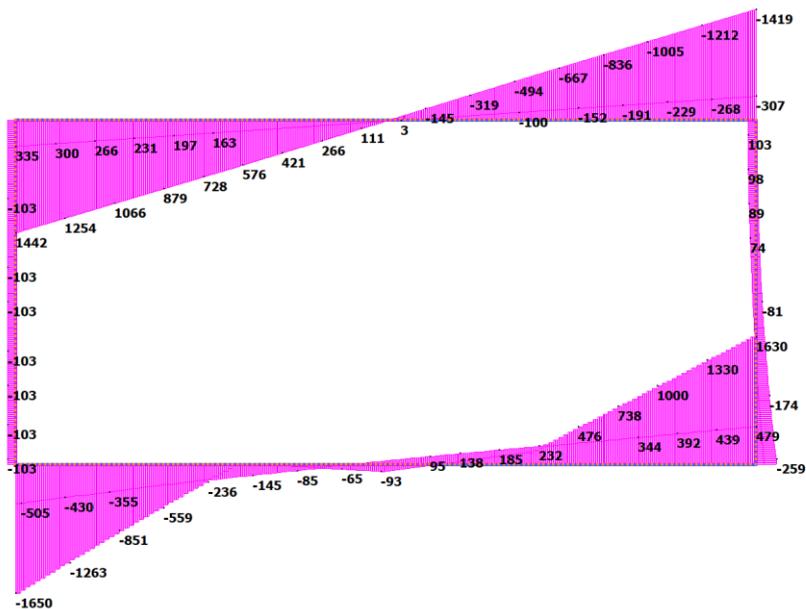


Figura 36: Involuppo azione assiale scatola SL02 NV02 agli SLU.

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1650	1630
	[Bm:5]	[Bm:1]



**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	48 di 97

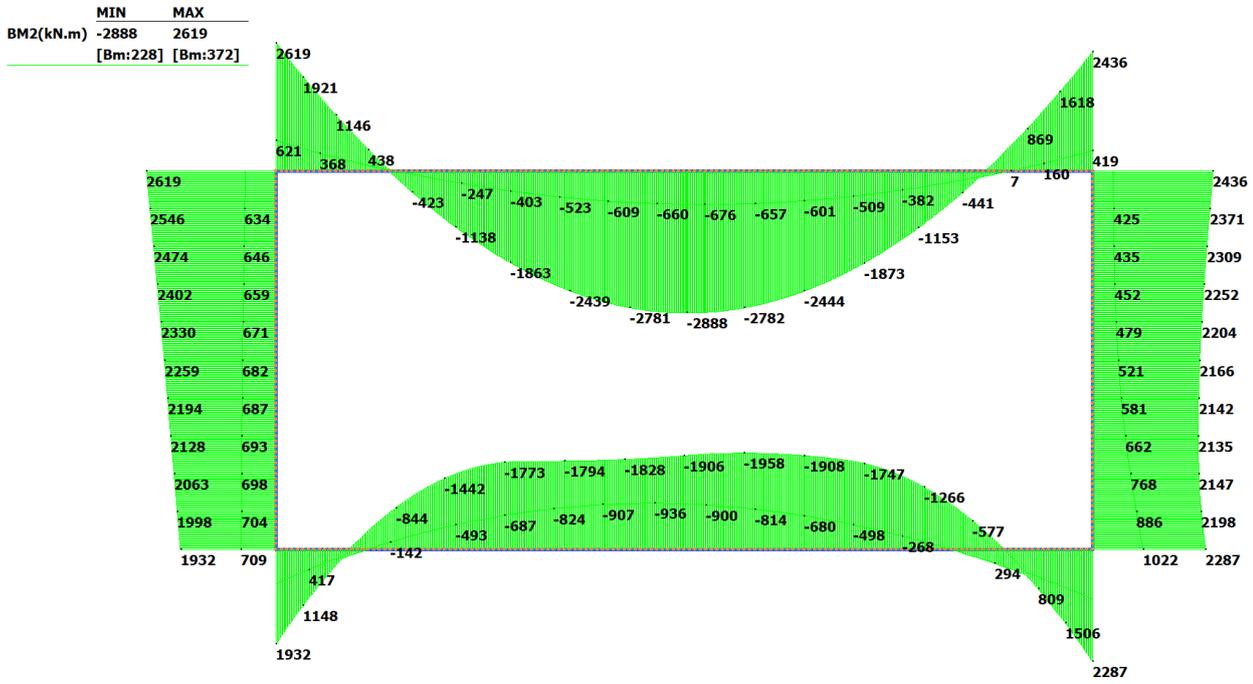


Figura 38: Involuppo momento flettente scatolare SL02 NV02 agli SLU.

Azioni interne agli SLE

Quasi permanente

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-510	18
	[Bm:4]	[Bm:166]

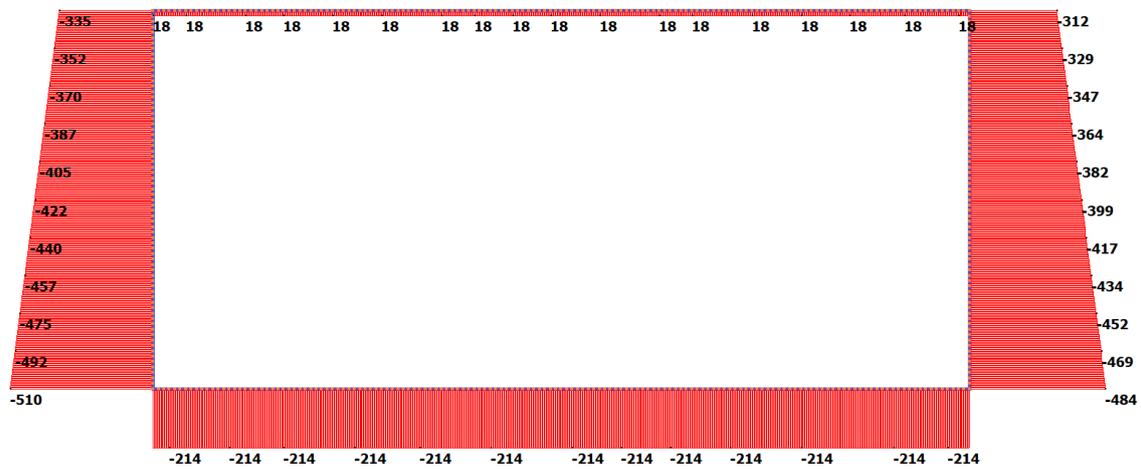


Figura 39: Inviluppo azione assiale scatolare SL02 NV02 agli SLE q.p.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-936	1022
	[Bm:74]	[Bm:1]

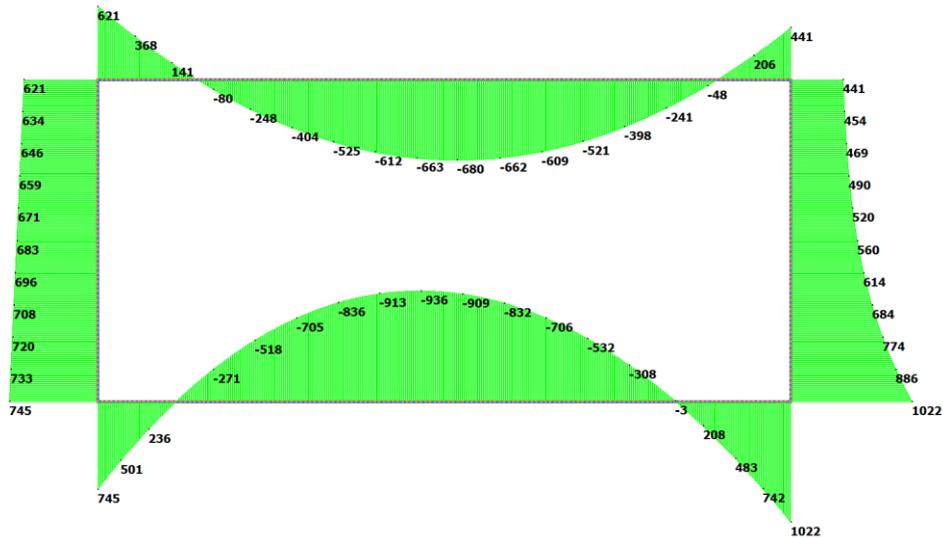


Figura 40: Inviluppo momento flettente scatolare SL02 NV02 agli SLE q.p.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	50 di 97

Frequente

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1047	18
	[Bm:4]	[Bm:3]

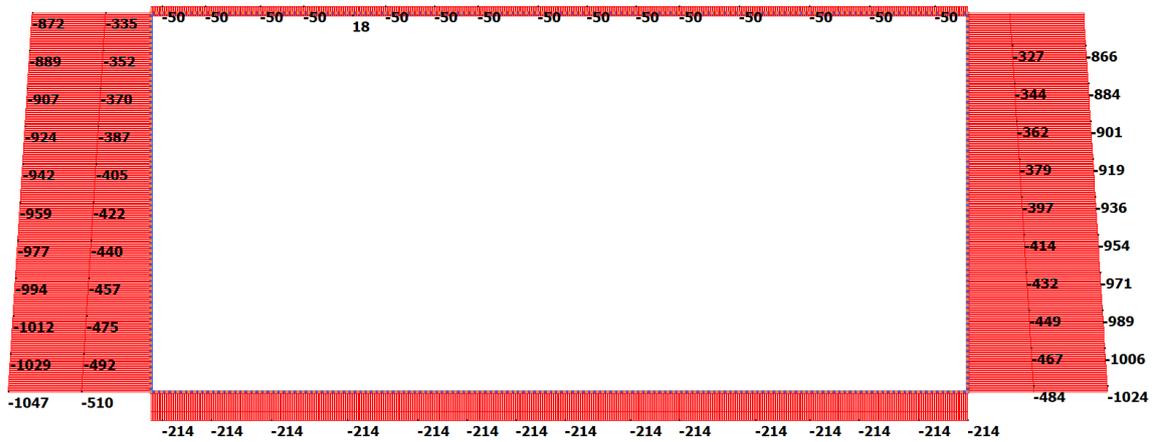


Figura 41: Involuppo azione assiale scatolare SL02 NV02 agli SLE freq.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1746	1587
	[Bm:228]	[Bm:3]

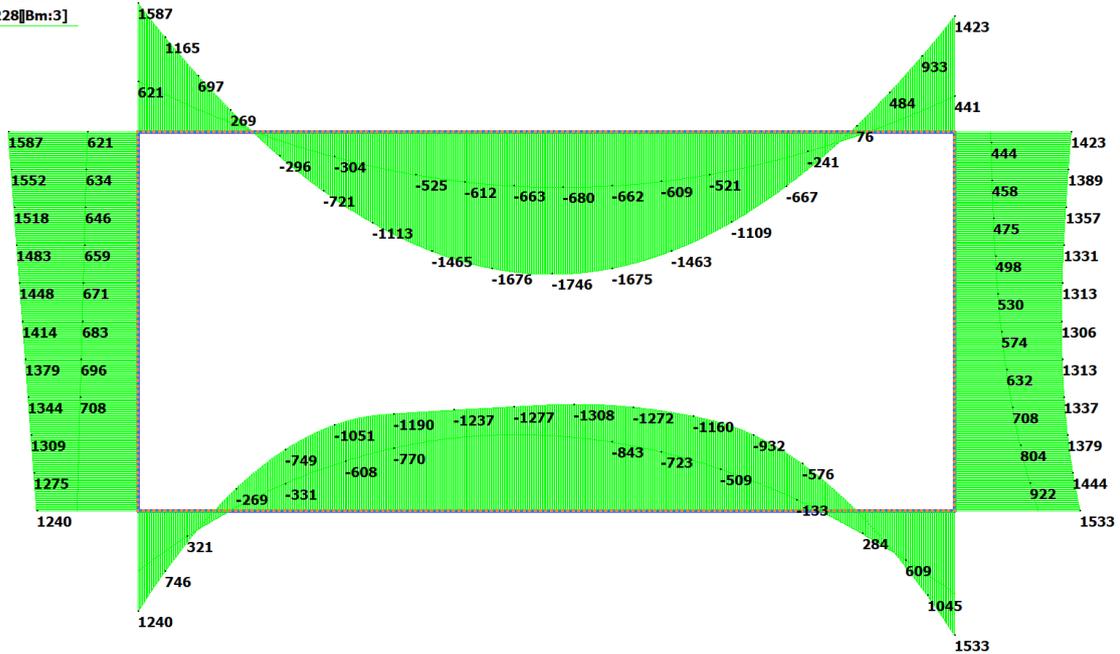


Figura 42: Involuppo momento flettente scatolare SL02 NV02 agli SLE freq.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	51 di 97

Caratteristica

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1181	-66
	[Bm:4]	[Bm:199]

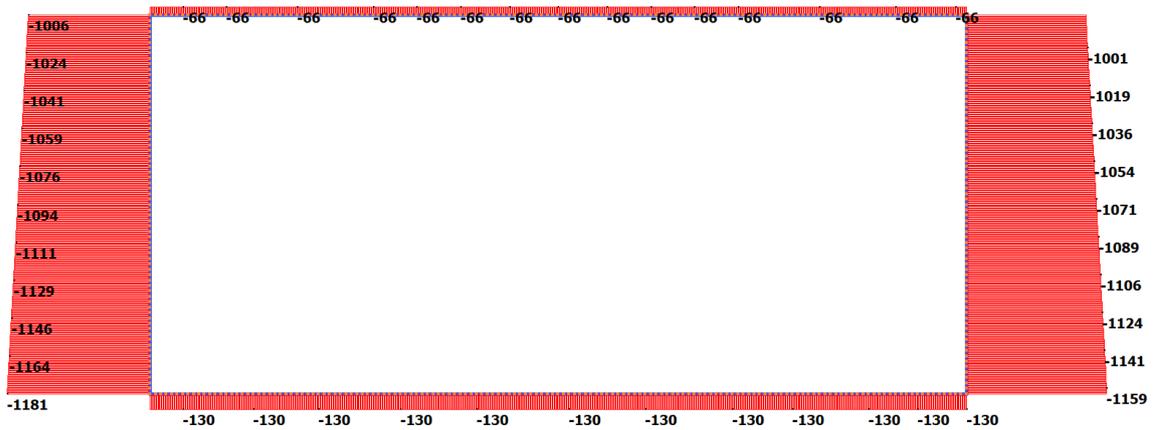


Figura 43: Involuppo azione assiale scatolare SL02 NV02 agli SLE c.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2013	1829
	[Bm:228]	[Bm:3]

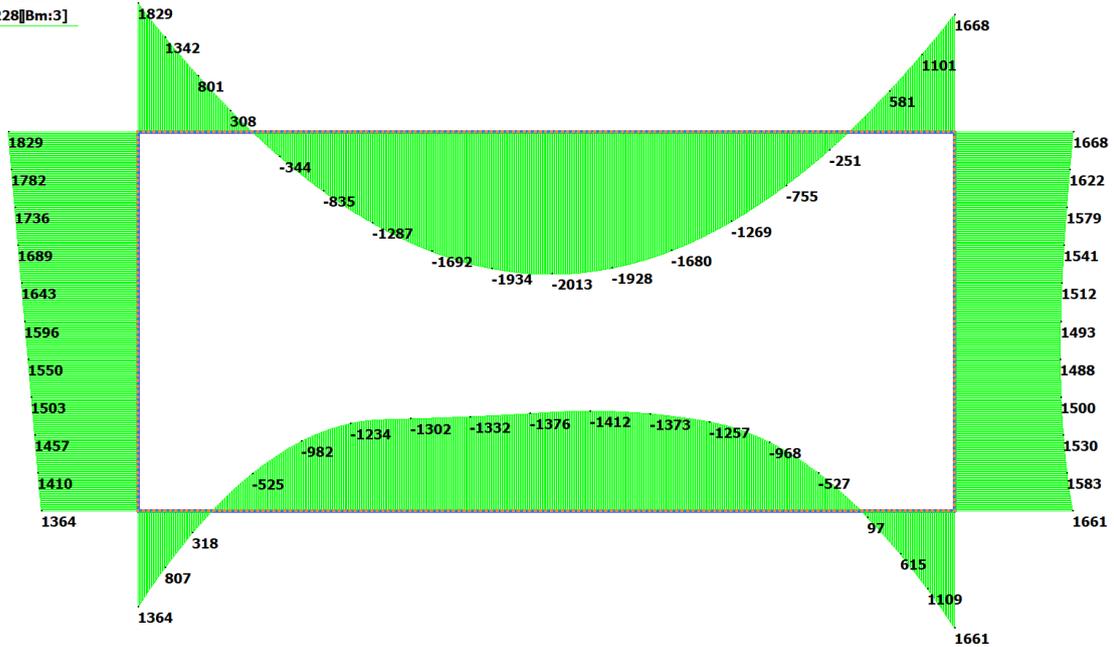


Figura 44: Involuppo momento flettente scatolare SL02 NV02 agli SLE c.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	52 di 97

Azioni interne agli SLV

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-708	126
	[Bm:4]	[Bm:154]

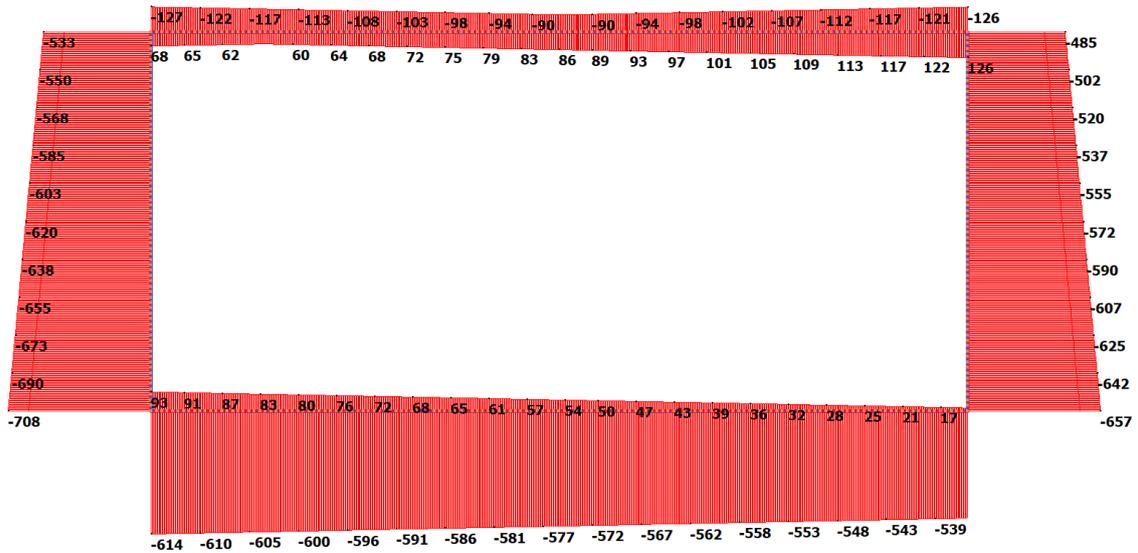


Figura 45: Involuppo azione assiale scatolare SL02 NV02 agli SLV.

	MIN	MAX
SF2(kN)	-699	652
	[Bm:5]	[Bm:1]

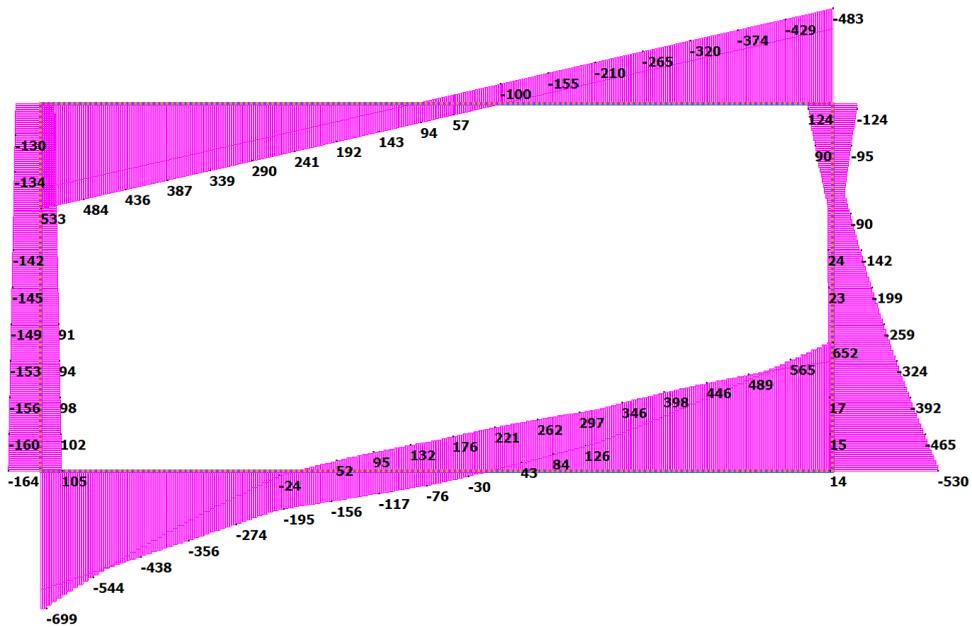


Figura 46: Involuppo azione tagliante scatolare SL02 NV02 agli SLV.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	53 di 97

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1209	1720
	[Bm:54]	[Bm:303]

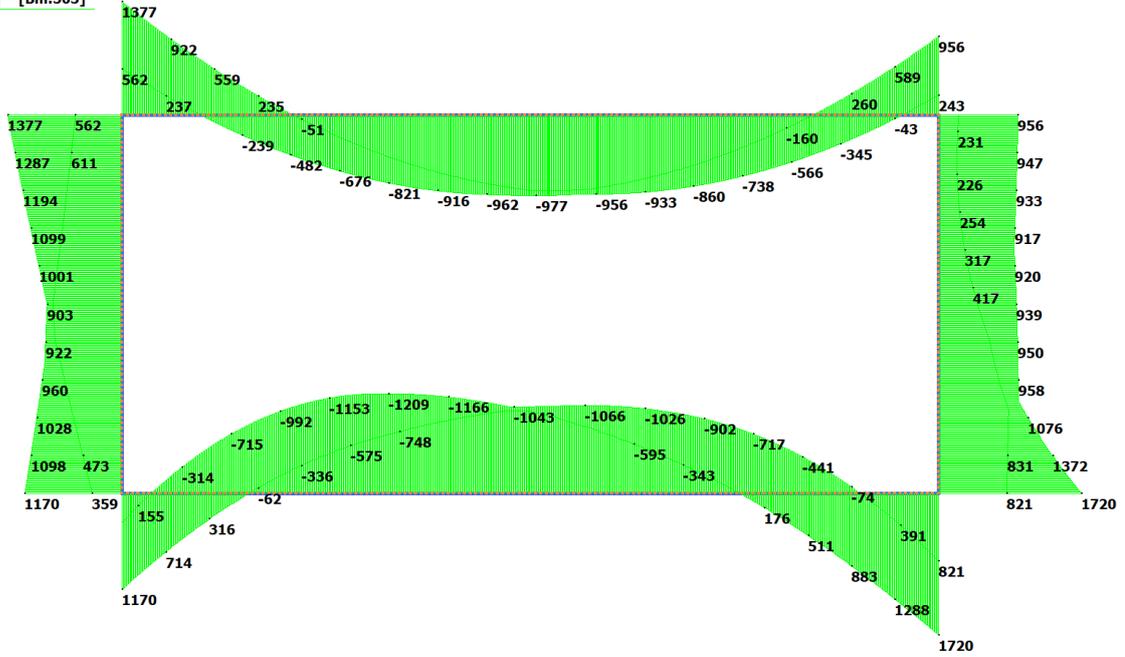
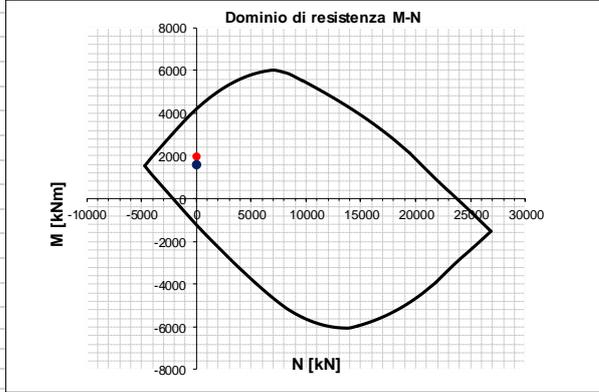


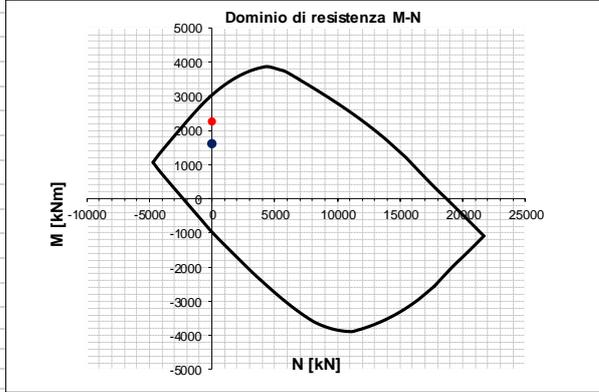
Figura 47: Involuppo momento flettente scatolare SL02 NV02 agli SLV.

Verifiche sezionali

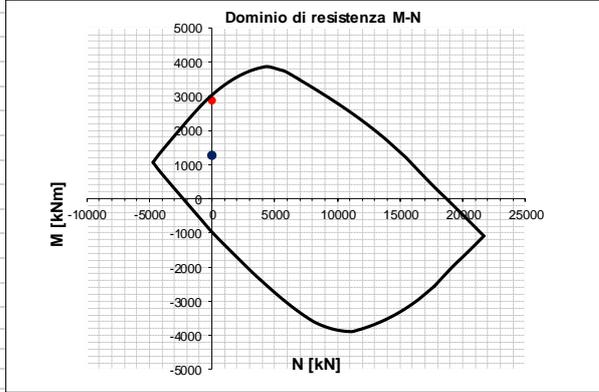
SL02_Stazione di Genga_Soletta di fondazione

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	-214.0	936.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 3.80		13.500
SLE Frequente	-146.0	1332.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 5.67		18.000
SLE Rara	-130.0	1433.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 143.13		360.000
SLU	0.0	1965.0	1572.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	1610.0	663.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.000		0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.126		0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		1572.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	130	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	118	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	13000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		583.72
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}		0.37
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	10	10	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ) 2.5
Diametro	φ [mm]	26	24	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3279
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	17.7	27.7	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1994
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	45.24	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1994
Rapporto di armatura	ρ [%]		0.835%		Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1.27
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		SLU SLV
Diametro	φ [mm]	24	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	1965.0 1610.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0 0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	22.62	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		SLU SLV
Rapporto di armatura	ρ' [%]		0.192%		Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	4195.7 4195.7
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	- -
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	- -
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0			
Passo	s _w [cm]	20	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Domini di resistenza M-N			
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	37				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	30.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	38.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	2.90				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.03				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	17.00				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	8.98				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30				

SL02_ Stazione di Genga_piedritti

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit	
SLE Quasi Permanente	-317.0	980.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	6.46	13.500	
SLE Frequente	-317.0	1577.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	12.31	18.000	
SLE Rara	-991.0	1815.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	218.60	360.000	
SLU	0.0	2258.0	245.0	Verifica di fessurazione			w limit	
SLV	0.0	1615.0	508.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.126	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.228	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	508.0		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	100	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	88	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	10000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	501.95		
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.99		
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO				
Numero Barre	n	10	10	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Diametro	φ [mm]	26	24	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd3} (θ) [kN]	2443	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	17.7	27.7	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1486	
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	45.24	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1486	
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.121%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	2.92	
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO				
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto	SLU	SLV	
Diametro	φ [mm]	24	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	2258.0	1615.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	22.62	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento	SLU	SLV	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.258%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3041.5	3041.5
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0				
Passo	s _w [cm]	20	0	0				
Inclinazione	α [deg]	90	90	90				
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Dominio di resistenza M-N				
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	37					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	30.00					
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	38.00					
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	2.90					
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.03					
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	17.00					
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	8.98					
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30					

SL02_Stazione Genga_Soletta di copertura

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	18.0	680.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 4.26		13.500
SLE Frequente	18.0	1746.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 12.74		18.000
SLE Rara	-66.0	2013.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 289.73		360.000
SLU	0.0	2888.0	1405.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	1272.0	521.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.088		0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.291		0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{sd} [kN]		1405.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	100	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]		0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	88	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	10000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		501.95
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}		0.36
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	10	10	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ) 2.5
Diametro	φ [mm]	26	24	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2443
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	17.7	27.7	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1486
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	45.24	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1486
Rapporto di armatura	ρ [%]	1.121%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{sd}	1.06
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		
Diametro	φ [mm]	24	0	0	Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	2888.0 1272.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6	Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	0.0 0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	22.62	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.258%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3041.5 3041.5
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO			
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	- -
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	- -
Passo	s _w [cm]	20	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Domini di resistenza M-N			
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	37				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione		f _{ck} [Mpa]	30.00				
Resistenza cilindrica media a compressione		f _{cm} [Mpa]	38.00				
Resistenza media a trazione per flessione		f _{ctm} [Mpa]	2.90				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione		f _{ctk} [Mpa]	2.03				
Resistenza di progetto a compressione		f _{cd} [Mpa]	17.00				
Resistenza di progetto delle bielle compresse		f _{cd'} [Mpa]	8.98				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento		f _{yd} [Mpa]	391.30				

Considerazioni geotecniche

2. Si rimanda alle verifiche geotecniche eseguite sulla struttura della Stazione di Genga (FV01) - Doc.Rif. [9].

12.1 Scatolare SL03 NV04

Azioni interne agli SLU

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1829	-67
	[Bm:473]	[Bm:167]

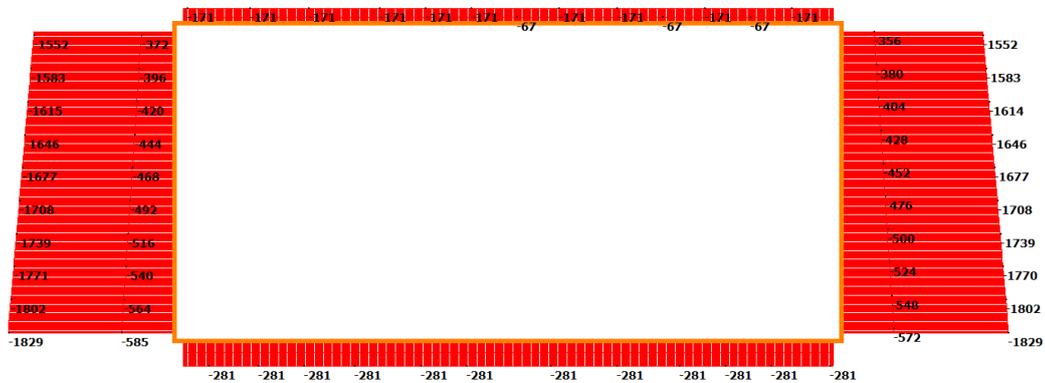


Figura 48: Involuppo azione assiale scatolare SL03 NV04 agli SLU.

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1744	1751
	[Bm:7]	[Bm:162]

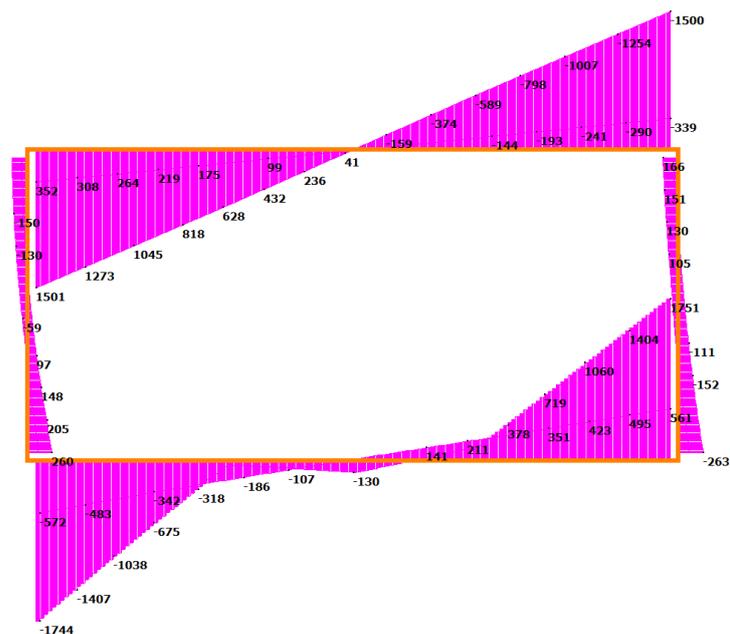


Figura 49: Involuppo azione tagliante scatolare SL03 NV04 agli SLU.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	60 di 97

MIN MAX
BM2(kN.m) -3326 2864
[Bm:244] [Bm:401]

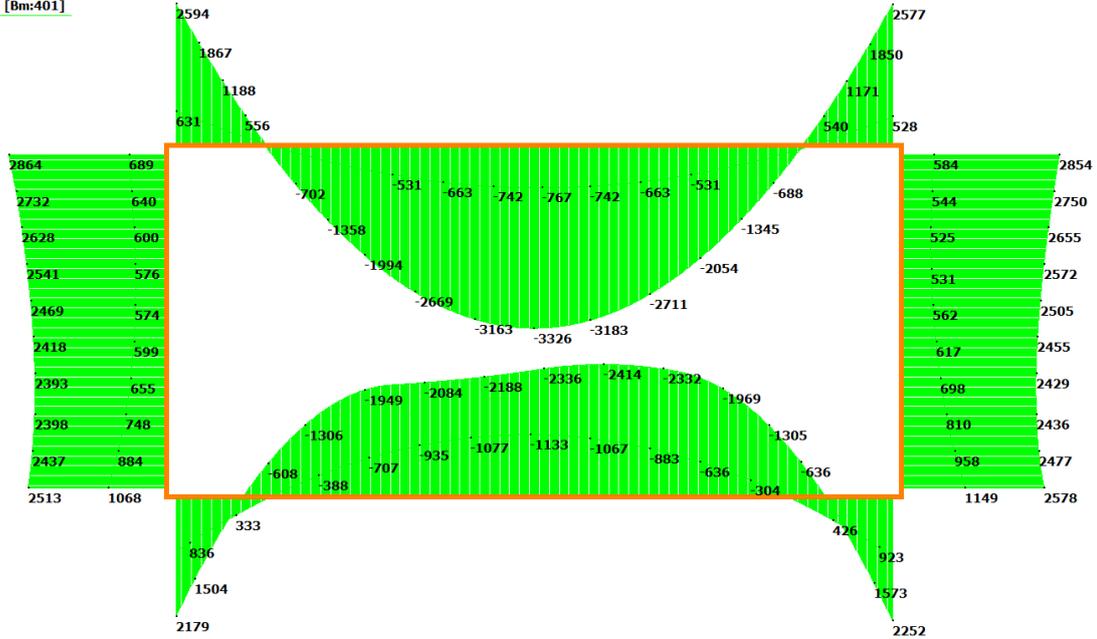


Figura 50: Involuppo momento flettente scatolare SL03 NV04 agli SLU.

Azioni interne agli SLE

Quasi permanente

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-583	-37
	[Bm:473]	[Bm:167]

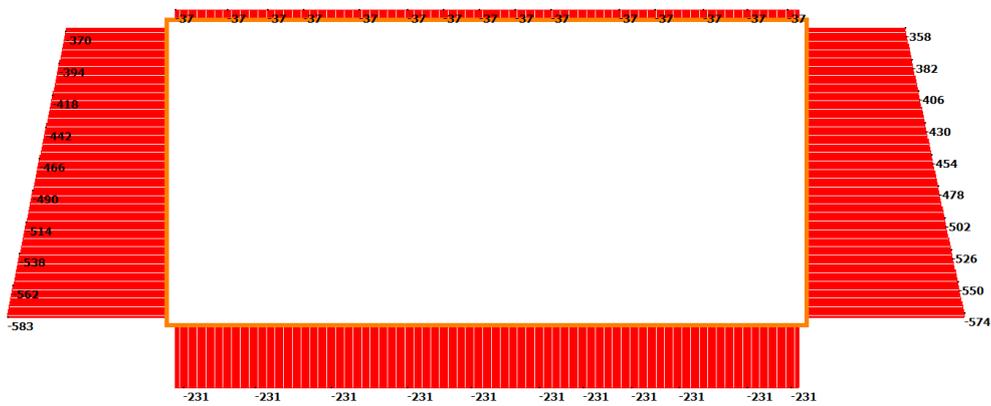


Figura 51: Inviluppo azione assiale scatolare SL03 NV04 agli SLE q.p.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1149	1133
	[Bm:83]	[Bm:325]

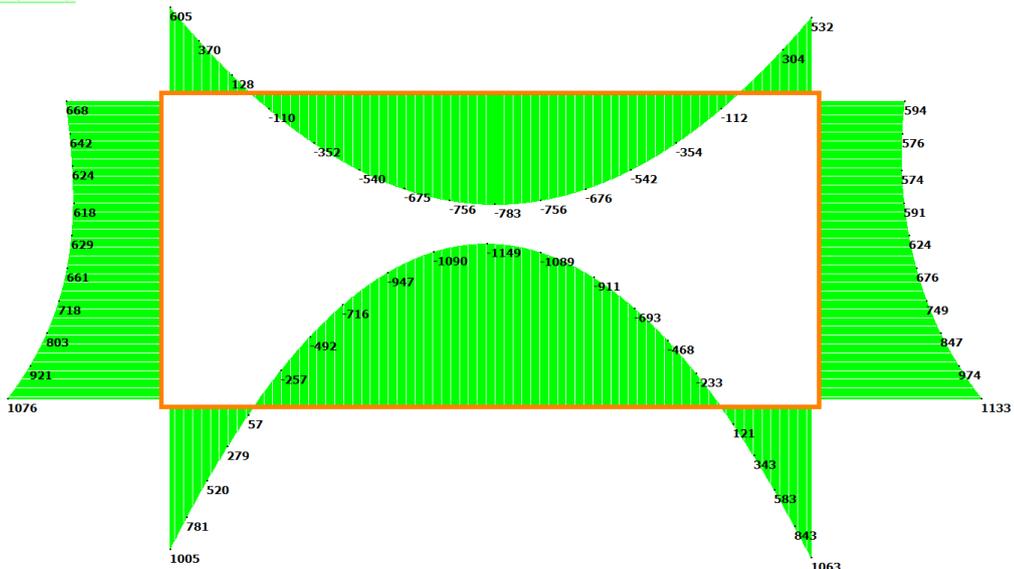


Figura 52: Inviluppo momento flettente scatolare SL03 NV04 agli SLE q.p.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	62 di 97

Frequente

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1154	-37
	[Bm:473]	[Bm:214]

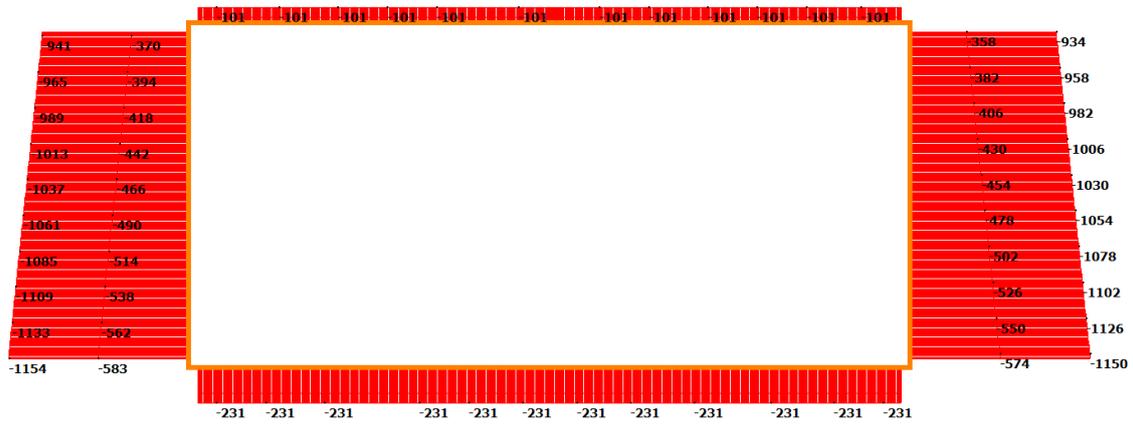


Figura 53: Involuppo azione assiale scatolare SL03 NV04 agli SLE freq.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1149	1133
	[Bm:83]	[Bm:325]

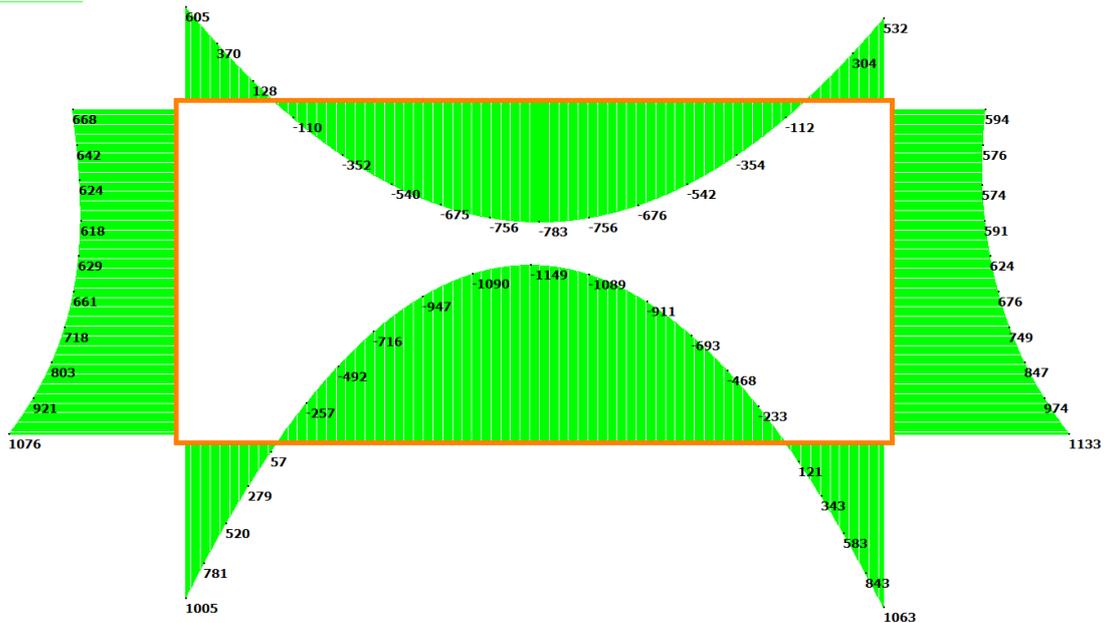


Figura 54: Involuppo momento flettente scatolare SL03 NV04 agli SLE freq.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	63 di 97

Caratteristica

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1296	-117
	[Bm:473]	[Bm:171]

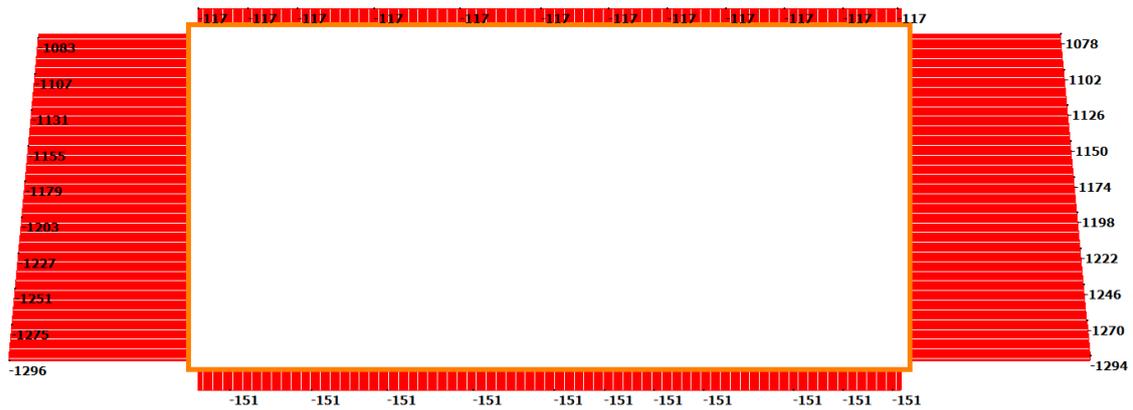


Figura 55: Involuppo azione assiale scatolare SL03 NV04 agli SLE c.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2311	1993
	[Bm:243]	[Bm:401]

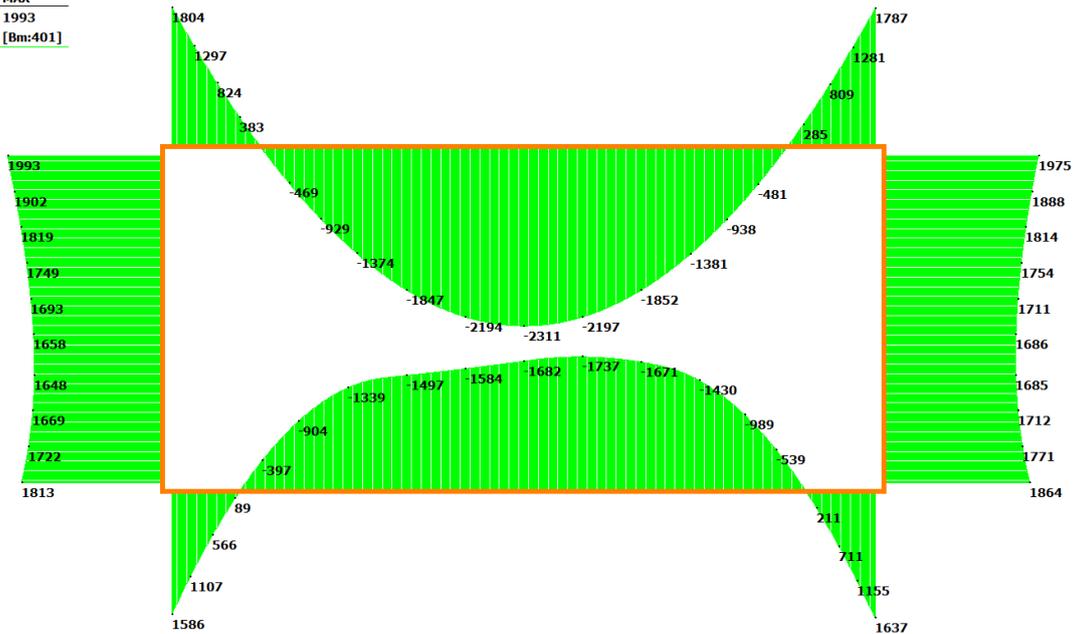


Figura 56: Involuppo momento flettente scatolare SL03 NV04 agli SLE c.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	64 di 97

Azioni interne agli SLV

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-732	109
	[Bm:473]	[Bm:321]

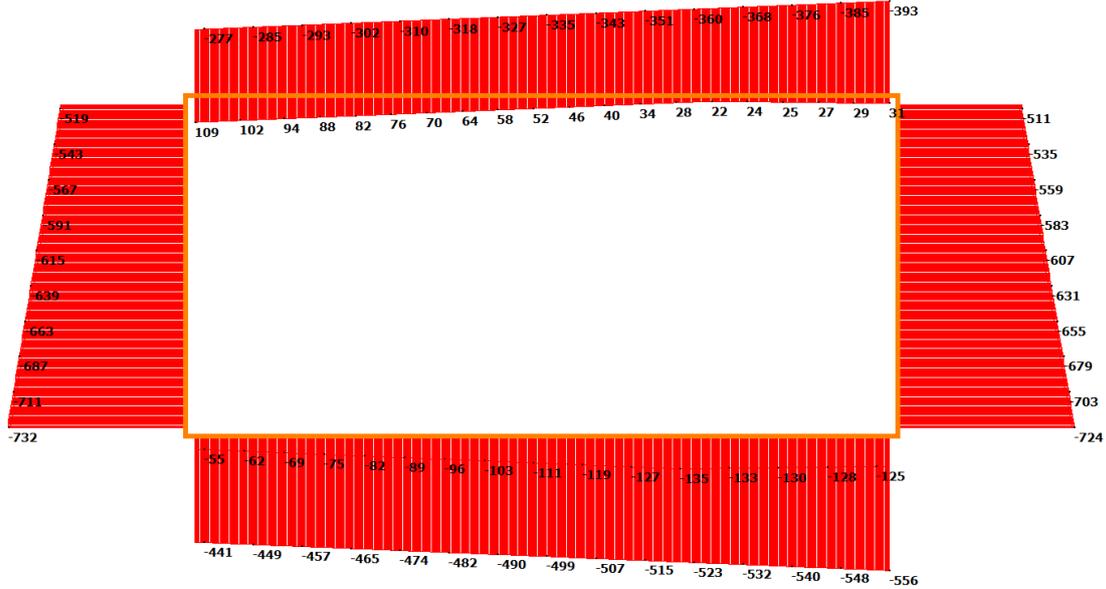


Figura 57: Involuppo azione assiale scatolare SL03 NV04 agli SLV.

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1238	1241
	[Bm:7]	[Bm:162]

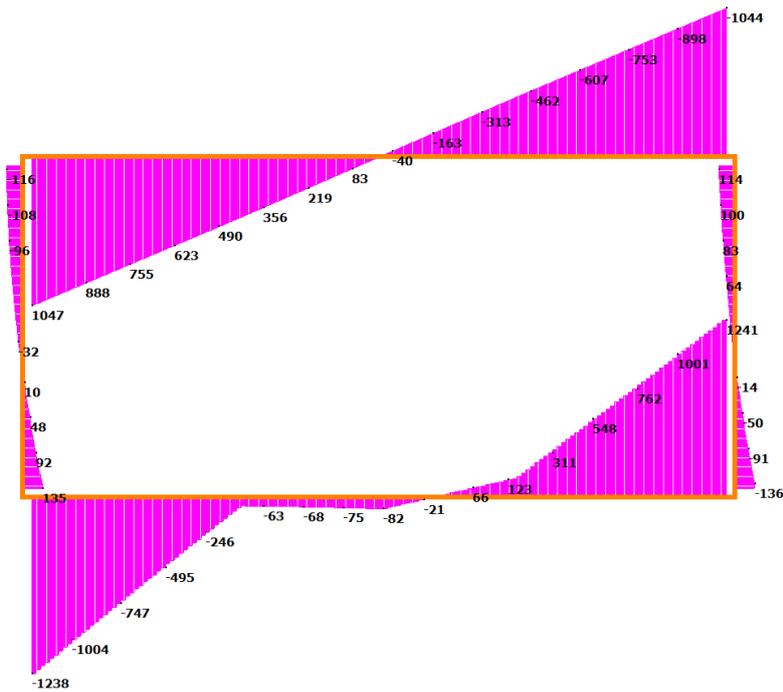


Figura 58: Involuppo azione tagliante scatolare SL03 NV04 agli SLV.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	65 di 97

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1297	1377
	[Bm:86]	[Bm:325]

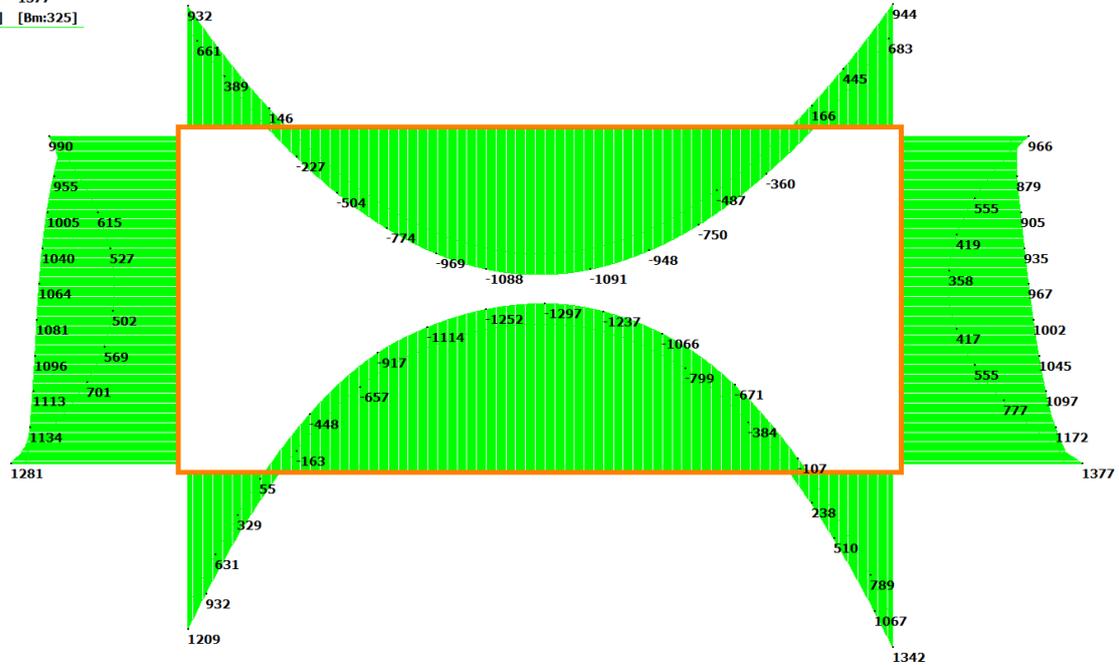


Figura 59: Involuppo momento flettente scatolare SL03 NV04 agli SLV.



**POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA.
RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO**

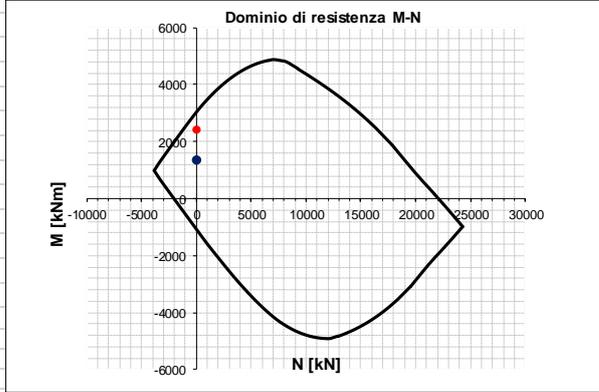
PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

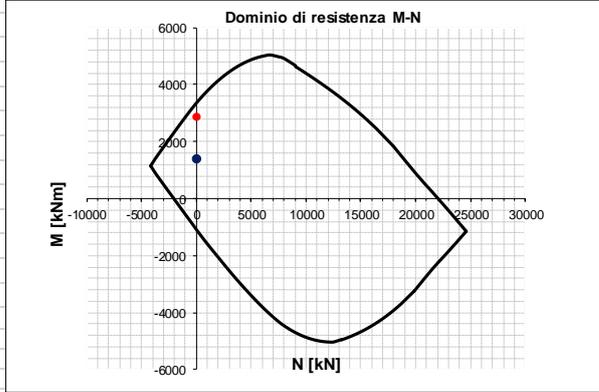
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	66 di 97

Verifiche sezionali

SL03_NV04_Soletta di fondazione

INPUT				OUTPUT				
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO				
Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit	
SLE Quasi Permanente	-231.0	1149.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	5.66	12.000	
SLE Frequente	-167.0	1609.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	8.40	16.500	
SLE Rara	-151.0	1737.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	236.44	337.500	
SLU	0.0	2414.0	1751.0	Verifica di fessurazione			w limit	
SLV	0.0	1342.0	704.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.159	0.200	
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.240	0.300	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO				
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	1751.0		
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	120	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0		
Altezza utile della sezione		d [cm]	109	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica				
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	12000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	514.88		
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.29		
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO				
Numero Barre	n	10	5	0	CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5	
Diametro	φ [mm]	26	24	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3045	
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	17.7	27.7	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1852	
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	22.62	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1852	
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.693%			Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1.06	
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO				
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto	SLU	SLV	
Diametro	φ [mm]	24	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	2414.0	1342.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	22.62	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento	SLU	SLV	
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.207%			Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3038.2	3038.2
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0				
Passo	s _w [cm]	20	0	0				
Inclinazione	α [deg]	90	90	90				
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00				
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Domini di resistenza M-N				
Concrete								
Resistenza cubica a compressione		RCK	37					
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30.00						
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38.00						
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.90						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.03						
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17.00						
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8.98						
Acciaio								
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30						

SL03_NV04_piedritti

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	Verifica Tensionale			σ limit
SLE Quasi Permanente	-358.0	1076.0	-	Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] =	5.28	12.000
SLE Frequente	-358.0	1728.0	-	Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] =	10.04	16.500
SLE Rara	-1078.0	1993.0	-	Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] =	202.61	337.500
SLU	0.0	2864.0	263.0	Verifica di fessurazione			w limit
SLV	0.0	1377.0	521.0	Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0.116	0.200
				Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0.210	0.300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]		521.0
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	120	Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]		0.0
Altezza utile della sezione		d [cm]	109	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	12000	Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]		532.25
				Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}		1.02
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	10	10	0	CoTan(θ) di progetto		cotan(θ) 2.5
Diametro	φ [mm]	26	20	0	Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	3025
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	17.7	27.7	Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1840
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	31.42	0.00	Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1840
Rapporto di armatura	ρ [%]		0.778%		Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	3.53
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
Numero Barre	n	5	0	0	Sollecitazioni di progetto		SLU SLV
Diametro	φ [mm]	24	0	0	Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	2864.0 1377.0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6	Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0 0.0
Area strato	A _s ' [cm ²]	22.62	0.00	0.00	Verifica di resistenza in termini di momento		SLU SLV
Rapporto di armatura	ρ' [%]		0.208%		Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	3345.5 3345.5
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	- -
Diametro	φ [mm]	14	0	0	Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	- -
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0			
Passo	s _w [cm]	20	0	0			
Inclinazione	α [deg]	90	90	90			
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00			
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Domino di resistenza M-N			
Concrete							
Resistenza cubica a compressione		RCK	37				
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]		30.00				
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]		38.00				
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]		2.90				
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]		2.03				
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]		17.00				
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]		8.98				
Acciaio							
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]		391.30				

SL03_NV04_Soletta di copertura

INPUT

OUTPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-37.0	1149.0	-
SLE Frequente	-37.0	1609.0	-
SLE Rara	-117.0	1737.0	-
SLU	0.0	2414.0	1751.0
SLV	0.0	1342.0	710.0

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 4.77	13.500
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 7.25	18.000
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 209.63	360.000
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.148	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.217	0.300

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Geometria della sezione				
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100	
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	120	
Altezza utile della sezione		d [cm]	112	
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	12000	
Armatura longitudinale tesa				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	5	0
Diametro	φ [mm]	26	26	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	7.7	17.7
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	26.55	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.709%		
Armatura longitudinale compressa				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	10	0	0
Diametro	φ [mm]	24	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6
Area strato	A _s ' [cm ²]	45.24	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.403%		
Armatura trasversale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00

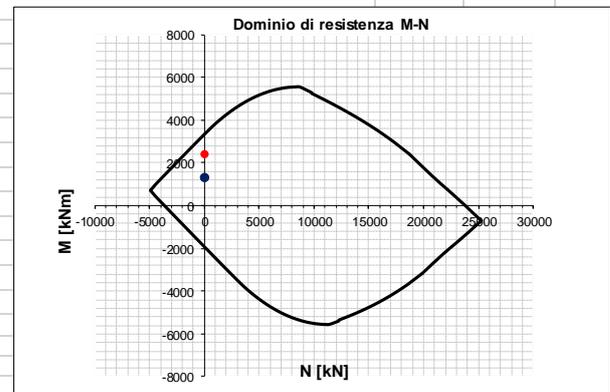
Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)		V _{Sd} [kN]	1751.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		N _{Sd} [kN]	0.0
Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica		V _{Rd1} [kN]	530.99
Coefficiente di sicurezza		V _{Rd1} /V _{Sd}	0.30
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto		cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		V _{Rd2} (θ) [kN]	3128
Resistenza a taglio dell'armatura		V _{Rd3} (θ) [kN]	1903
Resistenza a taglio di progetto		V _{Rd} [kN]	1903
Coefficiente di sicurezza		V _{Rd} /V _{Sd}	1.09

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
Momento sollecitante		M _{Sd} [kNm]	2414.0
Sforzo Normale concomitante		N _{Sd} [kN]	0.0
Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente		M _{Rd} [kNm]	3302.1
Coefficiente di sicurezza		M _{Rd} /M _{Sd}	1.37
Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente		N _{Rd} [kN]	-
Coefficiente di sicurezza		N _{Rd} /N _{Sd}	-

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8.98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30



Considerazioni geotecniche

Dal punto di vista geotecnico, trattandosi lo scatolare SL03 di un'opera civile che prevede la rimozione di terreno per la sua costruzione e localizzato su di un terreno dalle buone caratteristiche meccaniche (si veda §5), è presumibile assumere che non vi siano problematiche legate alla portanza o ai cedimenti del terreno.

12.2 Scatolare SL04 NV05

Azioni interne agli SLU

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1529	-9
	[Bm:84]	[Bm:151]

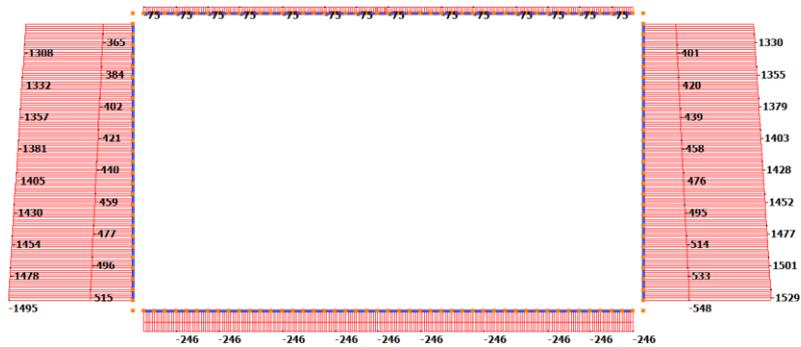


Figura 60: Involuppo azione assiale scatolare SL04 NV05 agli SLU.

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1325	1375
	[Bm:6]	[Bm:43]

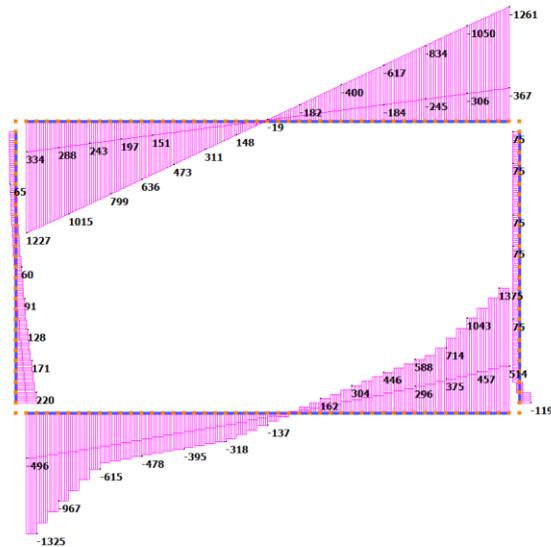


Figura 61: Involuppo azione tagliante scatolare SL04 NV05 agli SLU.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	72 di 97

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2216	1794
	[Bm:149]	[Bm:109]

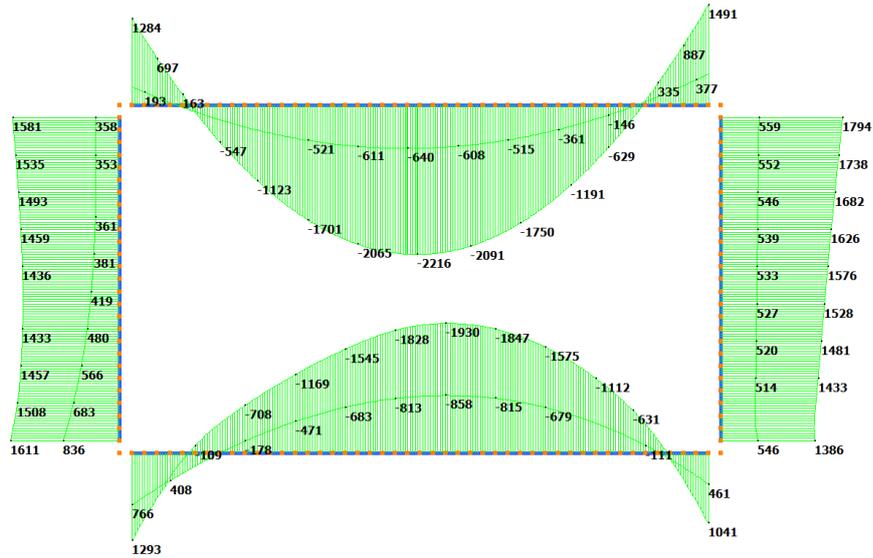


Figura 62: Inviluppo momento flettente scatolare SL04 NV05 agli SLU.



Azioni interne agli SLE

Quasi permanente

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-545	3
	[Bm:84]	[Bm:49]

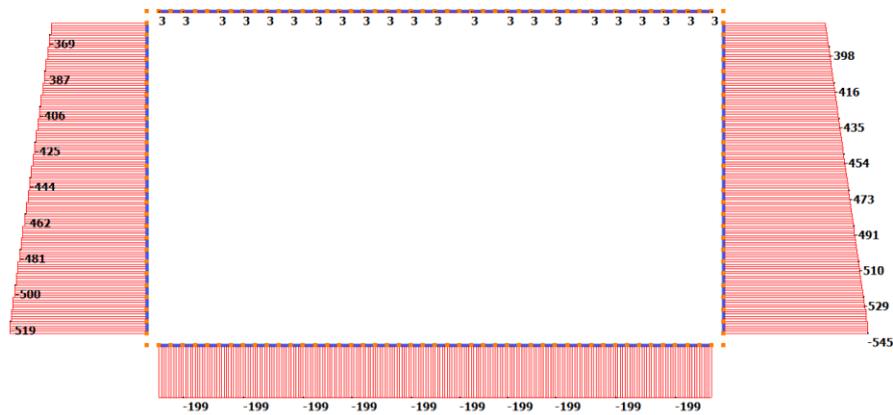


Figura 63: Involuppo azione assiale scatolare SL04 NV05 agli SLE q.p.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-862	803
	[Bm:143]	[Bm:136]

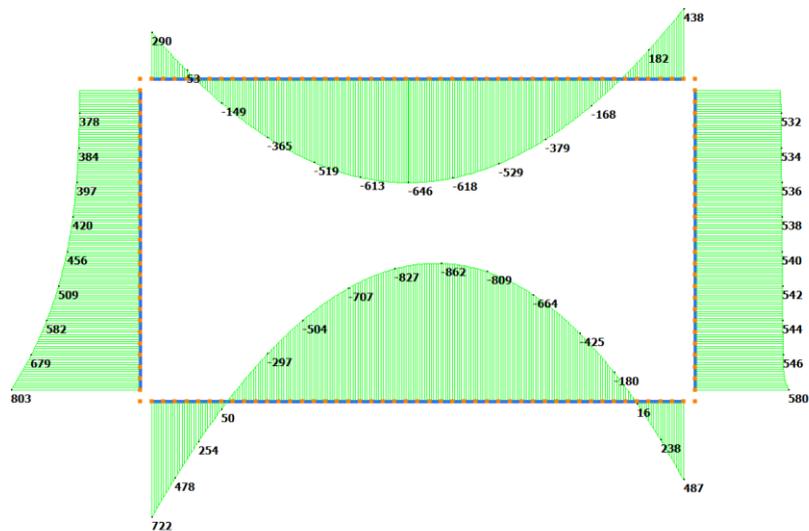


Figura 64: Involuppo momento flettente scatolare SL04 NV05 agli SLE q.p.

Frequente

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-983	3
	[Bm:84]	[Bm:149]

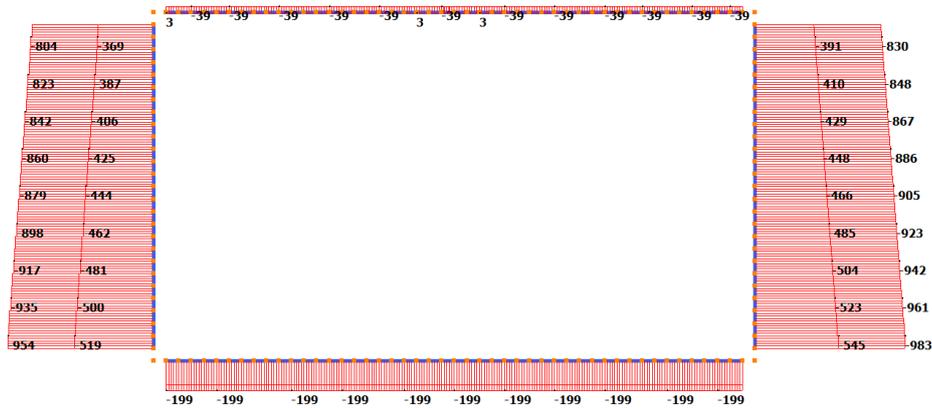


Figura 65: Involuppo azione assiale scatolare SL04 NV05 agli SLE freq.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1376	1120
	[Bm:149]	[Bm:109]

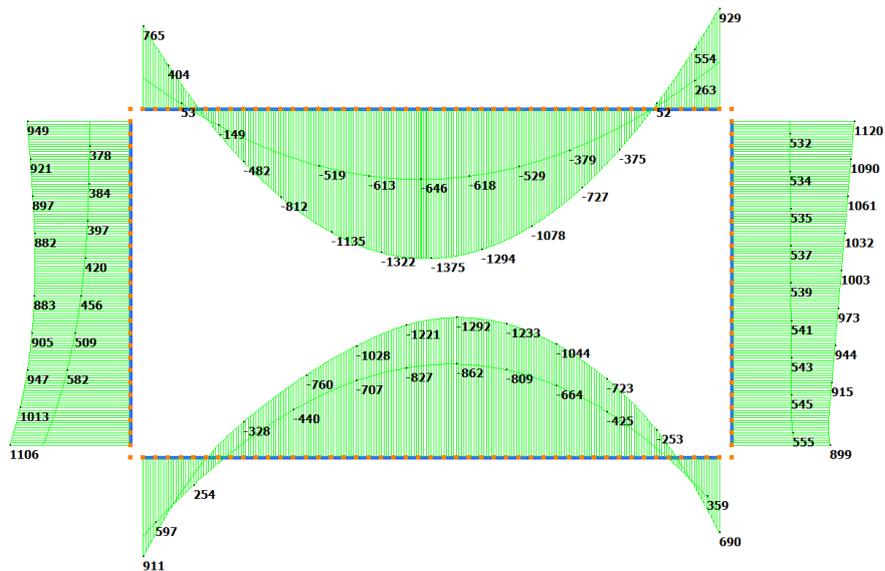


Figura 66: Involuppo momento flettente scatolare SL04 NV05 agli SLE freq.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	75 di 97

Caratteristica

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1092	-49
	[Bm:84]	[Bm:71]

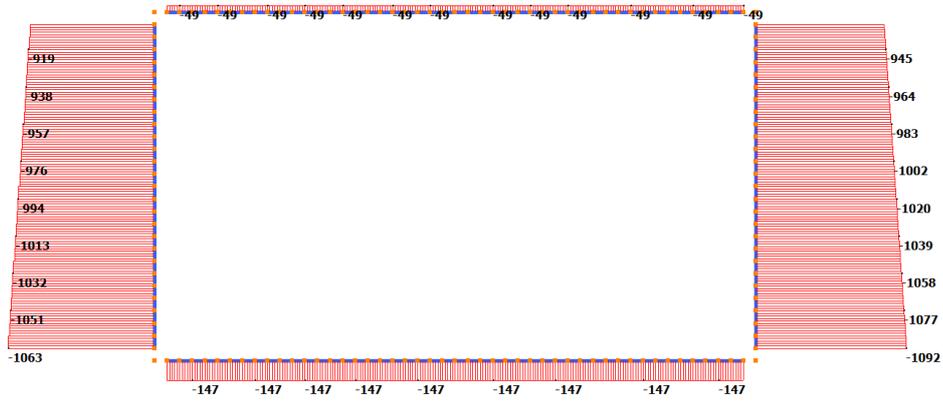


Figura 67: Involuppo azione assiale scatolare SL04 NV05 agli SLE c.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1559	1267
	[Bm:149]	[Bm:109]

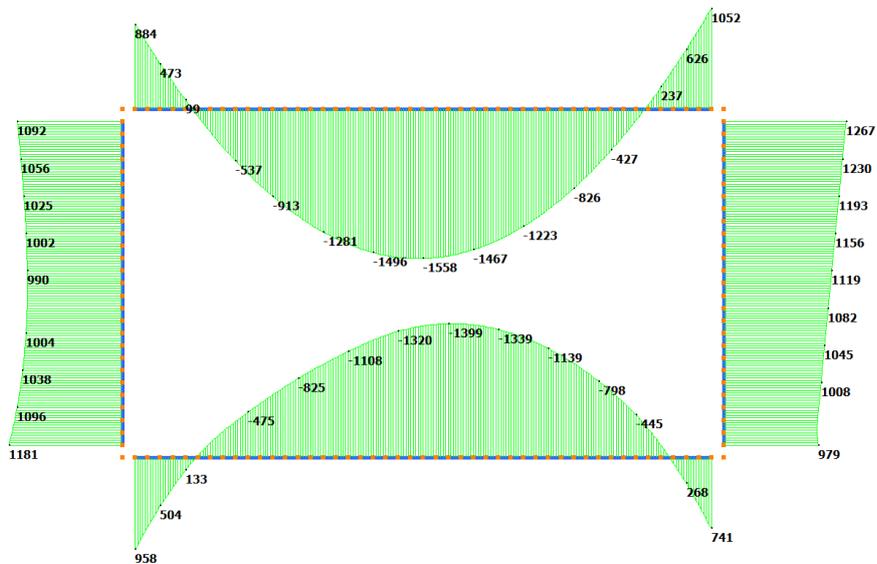


Figura 68: Involuppo momento flettente scatolare SL04 NV05 agli SLE c.

Azioni interne agli SLV

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-723	114
	[Bm:84]	[Bm:82]

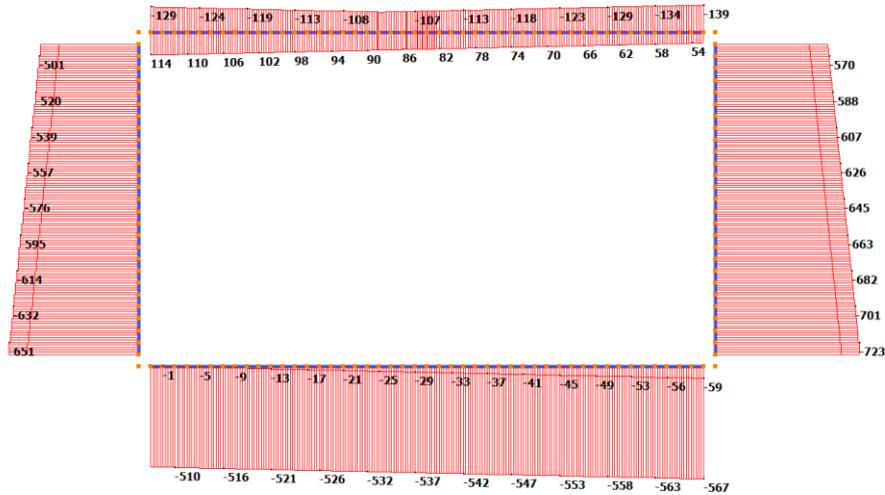


Figura 69: Involuppo azione assiale scatolare SL04 NV05 agli SLV.

	MIN	MAX
SF2(kN)	-604	649
	[Bm:6]	[Bm:43]

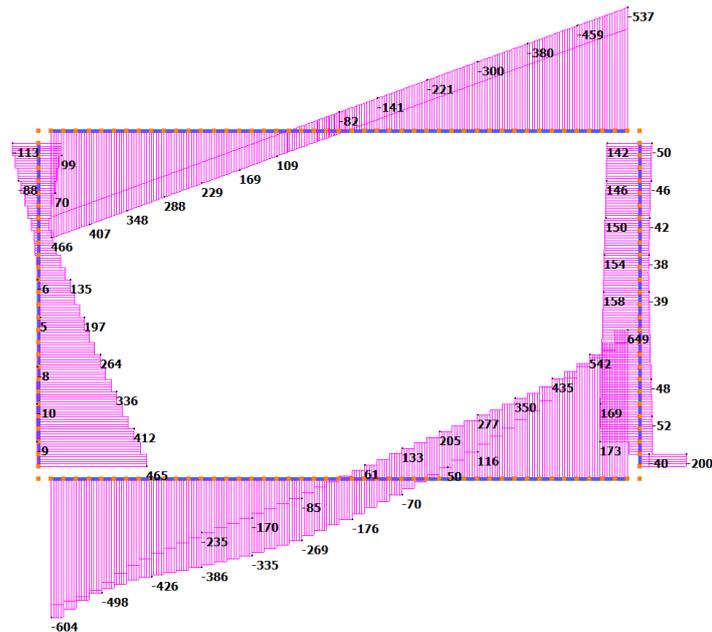


Figura 70: Involuppo azione tagliante scatolare SL04 NV05 agli SLV.

**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI
PREDIMENSIONAMENTO SOTTOVIA LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	SL0000001A	0	77 di 97

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-1071	1309
	[Bm:28]	[Bm:136]

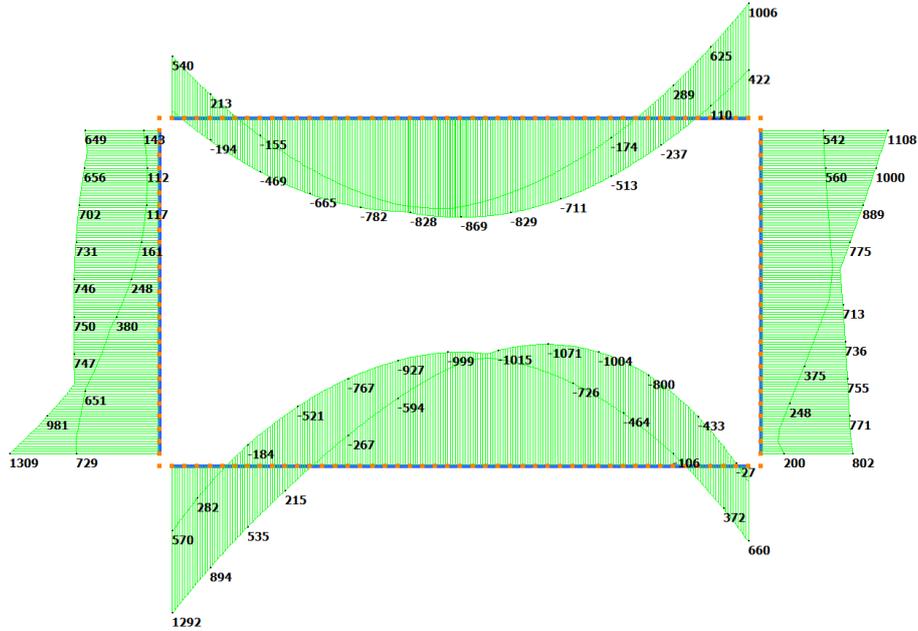


Figura 71: Involuppo momento flettente scatolare SL04 NV05 agli SLV.

Verifiche sezionali

SL04_NV05_soletta di fondazione

INPUT

OUTPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-199.0	862.0	-
SLE Frequente	-157.0	1292.0	-
SLE Rara	-147.0	1399.0	-
SLU	0.0	1930.0	1375.0
SLV	0.0	1292.0	649.0

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 5.88	12.000
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 9.39	16.500
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 238.30	337.500
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.146	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.242	0.300

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	100
Altezza utile della sezione	d [cm]	89
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	10000

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	1375.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0

Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	5	0
Diametro	φ [mm]	26	24	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	17.7	27.7
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	22.62	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.848%		

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	464.32
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0.34

Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	24	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.6	17.6	27.6
Area strato	A _s ' [cm ²]	22.62	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.253%		

Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cot(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2488
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1513
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1513
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1.10

Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Numero bracci	n _{bt}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

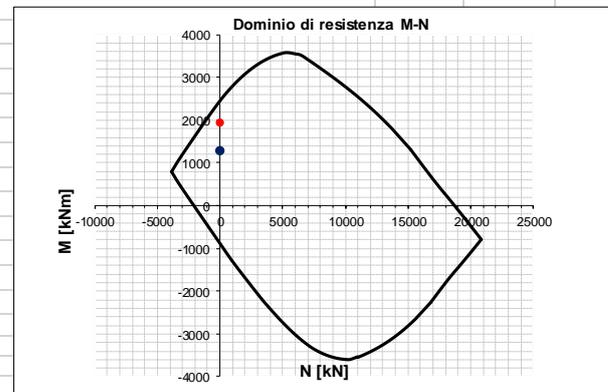
Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	1930.0	1292.0
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	2445.3	2445.3
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.27	1.89

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8.98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30



SL04_NV05_piedritti

INPUT

OUTPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	-362.0	803.0	-
SLE Frequente	-362.0	1120.0	-
SLE Rara	-907.0	1267.0	-
SLU	0.0	1794.0	220.0
SLV	0.0	1309.0	465.0

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 5.80	12.000
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 9.41	16.500
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 172.45	337.500
Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0.116	0.200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0.171	0.300

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	100
Altezza utile della sezione	d [cm]	89
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	10000

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	465.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0.0

Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10	5	0
Diametro	φ [mm]	26	24	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	7.7	17.7	27.7
Area strato	A _s [cm ²]	53.09	22.62	0.00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0.848%		

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	464.32
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	1.00

Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	5	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	7.4	17.4	27.4
Area strato	A _{s'} [cm ²]	15.71	0.00	0.00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0.176%		

Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	2488
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	1513
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	1513
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	3.25

Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Numero bracci	n _{bi}	2.5	0	0
Passo	s _w [cm]	20	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	19.24	0.00	0.00

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

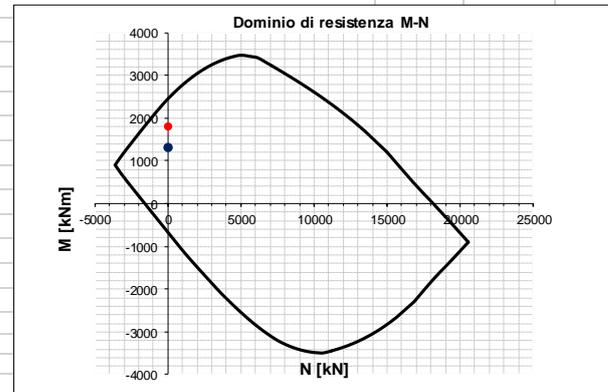
Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	1794.0	1309.0
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	0.0	0.0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	2433.5	2433.5
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1.36	1.86

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	-	-

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8.98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391.30



SL04_NV05_Soletta di copertura

INPUT

OUTPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	3.0	646.0	-
SLE Frequente	3.0	1375.0	-
SLE Rara	-49.0	1559.0	-
SLU	0.0	2216.0	1261.0
SLV	0.0	1006.0	537.0

Verifica Tensionale	σ _c [Mpa]	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	4.27	12.000
Calcestruzzo SLE Rara	10.36	16.500
Acciaio SLE Rara	272.52	337.500

Verifica di fessurazione	w _d [mm]	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0.113	0.200
Combinazione SLE Frequente	0.283	0.300

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Geometria della sezione	B [cm]	H [cm]	d [cm]	A _c [cm ²]
Base (ortogonale al Taglio)	100			
Altezza (parallela al Taglio)		100		
Altezza utile della sezione			89	
Area di calcestruzzo				10000

Sollecitazioni di progetto	V _{Sd} [kN]	N _{Sd} [kN]
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	1261.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio		0.0

Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	10	5	0
Diametro	26	24	0
Posizione dal lembo esterno	7.7	17.7	27.7
Area strato	53.09	22.62	0.00
Rapporto di armatura	0.848%		

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	Coefficiente di sicurezza
Resistenza di progetto senza armatura specifica	464.32	
Coefficiente di sicurezza		0.37

Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	5	0	0
Diametro	24	0	0
Posizione dal lembo esterno	7.6	17.6	27.6
Area strato	22.62	0.00	0.00
Rapporto di armatura	0.253%		

Verifica di resistenza dell'armatura specifica	cot(θ)	V _{Rd2} (θ) [kN]	V _{Rd3} (θ) [kN]	V _{Rd} [kN]	Coefficiente di sicurezza
CoTan(θ) di progetto	2.5				
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls		2488			
Resistenza a taglio dell'armatura			1513		
Resistenza a taglio di progetto				1513	
Coefficiente di sicurezza					1.20

Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	14	0	0
Numero bracci	2.5	0	0
Passo	20	0	0
Inclinazione	90	90	90
Area armatura a metro	19.24	0.00	0.00

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	SLU	SLV
Momento sollecitante	2216.0			
Sforzo Normale concomitante		0.0		

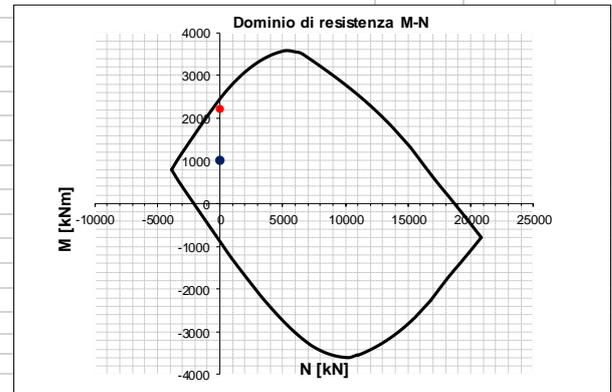
Verifica di resistenza in termini di momento	M _{Rd} [kNm]	M _{Rd} /M _{Sd}	SLU	SLV
Momento resistente	2445.3			
Coefficiente di sicurezza		1.10		2.43

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale	N _{Rd} [kN]	N _{Rd} /N _{Sd}	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	-			
Coefficiente di sicurezza		-		-

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete	RCK	f _{ck} [Mpa]	f _{cm} [Mpa]	f _{ctm} [Mpa]	f _{ctk} [Mpa]	f _{cd} [Mpa]
Resistenza cubica a compressione	37	30.00	38.00	2.90	2.03	17.00
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione						8.98
Resistenza cilindrica media a compressione						
Resistenza media a trazione per flessione						
Resistenza caratteristica a trazione per flessione						
Resistenza di progetto a compressione						
Resistenza di progetto delle bielle compresse						

Acciaio	f _{yd} [Mpa]
Resistenza di progetto a snervamento	391.30



Considerazioni geotecniche

Dal punto di vista geotecnico per scatolare SL04 (a differenza degli scatolari SL01, SL02 ed SL03 che prevedono la rimozione di terreno per la loro costruzione ed localizzati su di un terreno di tipo rocioso quindi privi di problematiche legate alla portanza o ai cedimenti del terreno) è necessario effettuare delle considerazioni relative ai possibili cedimenti ed alla capacità portante della fondazione.

La geometria dell'opera, in pianta ed in sezione è riportata nelle seguenti figure: Figura 72 ed Figura 73.

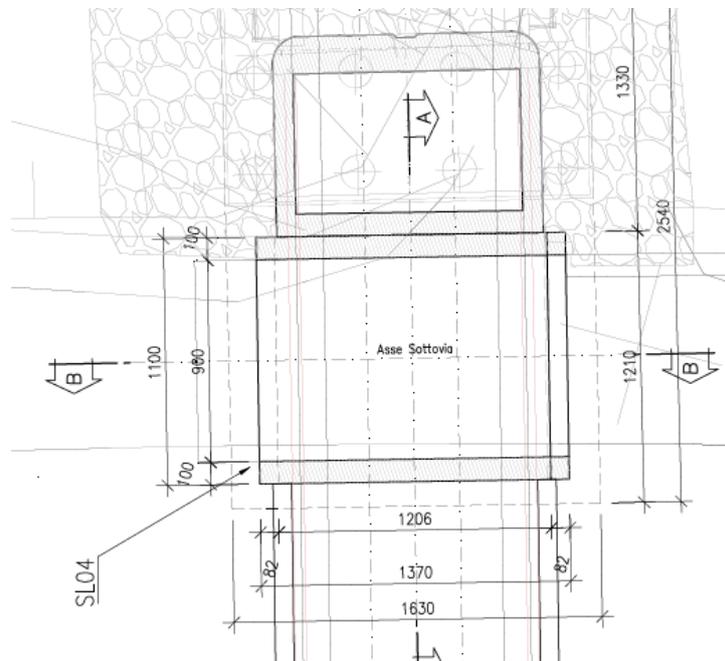


Figura 72 – Sottovia SL04 Pianta

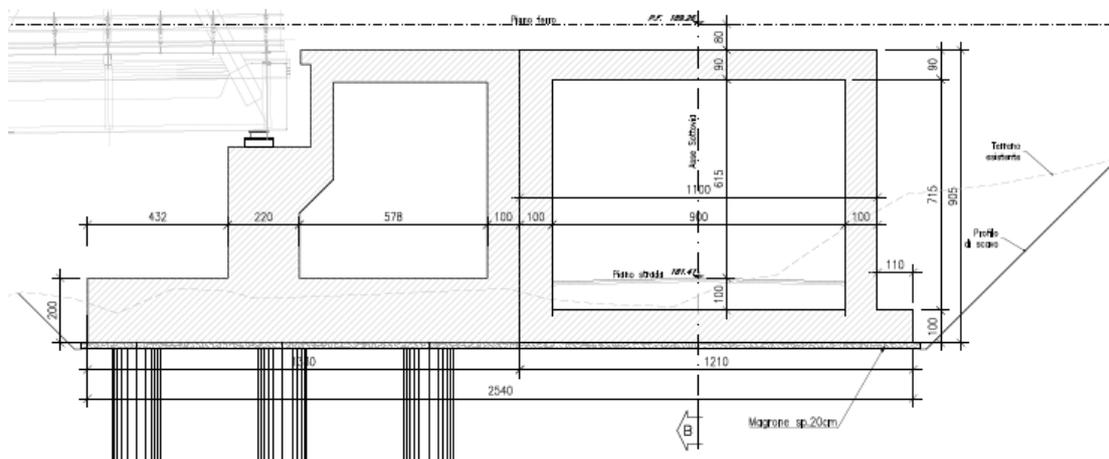


Figura 73 – Sottovia SL04 Sezione trasversale

Verifica di capacità portante

La pressione limite della fondazione è stata valutata in base alla soluzione di Prandtl (1921) e successive generalizzazioni. Per tenere conto della geometria reale e della presenza della scarpata immediatamente a valle della fondazione si è fatto riferimento alla espressione nella forma più generale di seguito riportata:

in cui:

- B** = dimensione efficace minore della fondazione ;
- N_γ, N_q, N_c** = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito φ';
- s_γ, s_q, s_c** = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
- d_γ, d_q, i_c** = fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;
- i_γ, i_q, i_c** = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c** = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c** = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna circostante la fondazione;
- σ'_{vo}** = pressione verticale efficace agente nelle adiacenze della fondazione alla quota del piano di imposta;

I coefficienti di capacità portante N_γ, N_q ed N_c sono ricavati dalle seguenti espressioni (Vesic 1973):

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 (B / L) (1 + \operatorname{sen}\varphi) / (1 - \operatorname{sen}\varphi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 (B / L) (1 + \operatorname{sen}\varphi) / (1 - \operatorname{sen}\varphi)$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B L c' / \tan \varphi)) (m + 1)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B L c' / \tan \varphi))m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \varphi)$$

$$m = (2 + B/L)/(1+B/L)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi') 2 \arctan (z f/B)$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q)/(N_c \tan \varphi')$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \varphi')$$

$$g = g_q$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q)/(N_c \tan \varphi')$$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano :

z_f = profondità del piano di imposta misurata dal tetto dello strato portante ;

N = componente della risultante dei carichi perpendicolare al piano di imposta (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale);

α = inclinazione, in radianti, del piano di imposta, positiva per piano di imposta pendente verso “monte”, cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura ;

ω = inclinazione, in radianti, del piano campagna, positiva per piano campagna pendente verso “valle”, cioè nella direzione verso cui si presume si sviluppi la rottura ;

Le condizioni di carico considerate ai fini della verifica con le corrispondenti sollecitazioni alla base dei piedritti della struttura sono riportate nella seguente tabella:

	Piedritto sx			Piedritto dx		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
SLU1	-1491	154	1611	-1529	-53	1352
SLU2	-1495	112	1579	-1526	-35	1386

	Piedritto sx			Piedritto dx		
	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
SLU3	-515	220	836	-548	-119	546
SLU4	-1491	154	1611	-1529	-53	1352
SLU5	-515	220	836	-548	-119	546
SLU6	-1495	112	1579	-1526	-35	1386
SLV1	-559	465	1309	-723	-200	200
SLV2	-651	108	763	-631	-56	802
SLV3	-559	465	1309	-723	-200	200
SLV4	-651	108	763	-631	-56	802
SLV5	-607	257	1008	-675	-123	522
SLV6	-648	79	750	-633	-58	798
SLV7	-607	257	1008	-675	-123	522
SLV8	-648	79	750	-633	-58	798
SLV9	-614	341	1028	-668	-141	527
SLV10	-641	8	729	-640	-40	793
SLV11	-614	341	1028	-668	-141	527
SLV12	-641	8	729	-640	-40	793
SLV13	-624	220	924	-658	-106	620
SLV14	-632	116	834	-650	-75	700
SLV15	-624	220	924	-658	-106	620

A questi valori sono stati sommati:

il peso della platea di fondazione incrementato del fattore $\gamma_{G1} = 1.3$

il peso della pavimentazione interna al sottovia incrementata del fattore $\gamma_{G2} = 1.5$

Calcolata la risultante delle azioni alla quota del piano di imposta la condizione di carico più critica è risultata la SLU1 per la quale si hanno le seguenti azioni:

$$N = 42'131 \text{ kN}$$

$$T = 1'202 \text{ kN}$$

$$M = 35'260 \text{ kNm}$$

Da questi valori si desume una eccentricità del carico ed una pressione efficace sul piano di imposta pari a:

$$e = 0.837 \text{ m}$$

$$p = 321.9 \text{ kPa}$$

I risultati della verifica, effettuata utilizzando le espressioni qui sopra riportate, sono riportati nella seguente Tabella 11-1:

Dati del problema	
Geometria fondazione	
Dimensione minore (efficace) B'	= 10.23 m
Dimensione maggiore (efficace) L'	= 12.9 m
Rapporto L'/B'	= 1.26
Profondità p.i. dalla superficie h	= 0.5 m
Profondità del p.i. nello strato portante z _f	= 0.0 m
inclinazione del p.i. rispetto all'orizzontale (α)	= 0.0 °
inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale (ω)	= 0.0 °
Carichi agenti	
pressione media sul p.i.	= 321.9 kPa
rapporto H/N	= 0.029
Carico verticale N	= 42394.38 kN
Carico orizzontale H	= 1209.412 kN
Caratteristiche del terreno	
peso di volume terreno sotto il p.i.	= 19.0 kN/m ³
peso di volume terreno di ricoprimento	= 18.0 kN/m ³
angolo di attrito	= 34.0 °
coesione efficace	= 0.0 kPa
profondità falda dal p.c.	= 7.0 m
pressione in prossimità del piano di imposta	= 9.0

Coefficienti di capacità portante e correttivi			
	q	γ	c
Coefficiente di capacità portante	29.44	41.06	42.16
Coefficiente di forma	1.28	1.28	1.56
Coefficiente di inclinazione	0.96	0.93	0.95
Coefficiente di affondamento	1.00	1.00	1.00
Coefficiente inclinazione p.i.	1.00	1.00	1.00
Coefficiente inclinazione terreno	1.00	1.00	1.00
	m =	1.56	

Risultati	
Termine q	= 324.4 kPa
Termine γ	= 4'745.1 kPa
Termine c	= 0.0 kPa
Pressione limite	= 5'069.5 kPa
Coefficiente di sicurezza assunto	= 2.3
Pressione ammissibile	= 2'209.2 kPa
Coefficiente di sicurezza calcolato	= 16.17

Tabella 11-1: Verifica di capacità portante

Il coefficiente di sicurezza risulta ampiamente al di sopra del valore minimo richiesto da normativa, 2.3, e la verifica risulta pertanto soddisfatta. Non è stata effettuata la verifica a scorrimento in quanto, considerate le azioni in gioco, risulta certamente ampiamente soddisfatta.

Valutazione dei cedimenti e loro decorso nel tempo

Nel caso specifico, trattandosi di un sottovia della linea in progetto, i criteri più stringenti sono sicuramente quelli relativi all'esercizio della linea. Come base di riferimento si assumono i limiti previsti per i rilevati ferroviari, i cui limiti sono richiamati qui di seguito:

- cedimento residuo valutato a partire dall'applicazione del ballast nei primi 20 anni ≤ 5 cm
- cedimento residuo valutato a partire da 20 anni fino a 40 anni ≤ 5 cm
- cedimento residuo valutato a partire da 40 anni fino a 75 anni

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite di Esercizio hanno riguardato il calcolo del cedimento del sottovia

L'area di impronta è costituita da un rettangolo di dimensioni 11.90x12.90 m.

La pressione sul piano di imposta dovuta ai carichi permanenti vale:

Peso proprio	80 kPa
<u>Rivestimenti e varie</u>	<u>50 kPa</u>
Totale	130 kPa

Modello di calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato sviluppato utilizzando il modello "edometrico" che consiste suddiviso idealmente il terreno di fondazione in strati elementari entro i quali le caratteristiche del terreno possono considerarsi uniformi nel sommare il contributo ai cedimenti dei singoli straterelli elementari lungo la verticale di calcolo individuata mediante la formula:

$$s = k_{rig} \sum_i (\Delta\sigma_{vi} \cdot \Delta H_i / E_i)$$

In cui:

$\Delta\sigma_{vi}$ = incremento medio nello straterello i-esimo della pressione verticale dovuto al carico del rilevato

ΔH_i = spessore dello straterello i-esimo considerato

E_i = modulo edometrico medio nello straterello i-esimo

k_{rig} = coefficiente di rigidità, tiene conto del fatto che il metodo di calcolo del cedimento presuppone una fondazione infinitamente flessibile; tale coefficiente tiene conto della reale rigidità della fondazione = 0.8

Nel caso di strati di terreno incoerente si è fatto riferimento al modulo elastico E valutato secondo le indicazioni di Berardi e Lancellotta.

La sommatoria viene estesa fino ad una profondità per cui l'incremento di pressione verticale dovuta al carico del rilevato risulta inferiore al 15 % della pressione verticale efficace agente alla medesima profondità prima della applicazione del carico.

L'incremento di pressione verticale lungo la verticale considerata è stato calcolato utilizzando le formule del semispazio elastico utilizzando la soluzione di Steinbrenner che fornisce l'andamento con la profondità delle pressioni verticali in corrispondenza dello spigolo di un'area rettangolare infinitamente flessibile.

Modello di calcolo del processo di consolidazione

Il calcolo dei cedimenti interessa in funzione della stratigrafia di riferimento formazioni geotecniche di tipo incoerente e coesivo. Nei primi il fenomeno di addensamento delle particelle per effetto dei carichi avviene in maniera rapida per cui le aliquote di cedimento dovute ai livelli incoerenti vengono considerate praticamente contemporanee alla costruzione del rilevato stesso. Viceversa per i materiali coesivi saturi il raggiungimento di una struttura più compatta implica un processo di espulsione dell'acqua contenuta negli spazi fra le particelle che data la bassa permeabilità di questi materiali può essere molto lungo.

La valutazione del tempo necessario per lo sviluppo di tale processo di consolidazione è stata effettuata con riferimento al modello della consolidazione monodimensionale edometrica. Tale modello assume che negli strati coesivi alla applicazione dei carichi sorgano delle pressioni in eccesso rispetto al livello piezometrico circostante che bilanciano l'effetto del carico applicato in una condizione di permanenza del volume totale del mezzo. Tali pressioni danno luogo ad un processo di filtrazione che si suppone esclusivamente verticale in una o due direzioni in funzione delle condizioni al contorno dello strato considerato.

Le soluzioni di questo processo di filtrazione e quindi di consolidazione del terreno sono espresse in termini di grado di consolidazione medio U_m inteso come rapporto fra la pressione media iniziale e quella ad un generico tempo t tramite il fattore di tempo adimensionale T_v definito come:

$$T_v = c_v t / H^2$$

Si ipotizza inoltre che il grado di consolidazione medio U_m espresso in percentuale sia uguale alla percentuale di cedimento di consolidazione raggiunta.

La soluzione di tale processo di filtrazione espressa in forma tabellare è riportata nella seguente:

U_m	T_v
5	0.0017
10	0.0077
15	0.0177
20	0.0314
25	0.0491
30	0.0707
35	0.0962
40	0.126
45	0.159
50	0.196
55	0.238
60	0.286
65	0.342
70	0.403
75	0.477
80	0.567
85	0.684
90	0.848
95	1.129
100	∞

Tabella 11-2: Correlazione fra grado di consolidazione e fattore tempo adimensionale

Le soluzioni qui esposta fa riferimento alla ipotesi di drenaggio in una sola direzione ipotizzando che lo strato in fase di considerazione sia delimitato da uno strato permeabile da un solo lato. In caso di drenaggio sia superiore che inferiore è sufficiente considerare come altezza H la metà dello spessore reale dello strato in fase di consolidazione.

Modello di calcolo del cedimento secondario

La prova di compressione edometrica mostra che una volta che il processo di consolidazione è pressoché terminato teoricamente questo non termina che a tempo infinito il cedimento continua ad aumentare ma con modalità diverse. L'evoluzione di questa aliquota di cedimento indicato come cedimento secondario S_s può essere rappresentato mediante la seguente espressione:

$$S_s = c_\alpha H \text{Log}_{10} (t/t_{100})$$

in cui t è il tempo dalla applicazione del carico e t_{100} è il tempo in cui si considera il fenomeno della consolidazione virtualmente concluso. Tale coefficiente di consolidazione secondaria viene determinato dalla curva cedimenti

verso il logaritmo del tempo della prova edometrica individuando l'inclinazione del tratto finale rettilineo. Per la determinazione del coefficiente si è fatto riferimento al modulo della prova edometrica emesso dal laboratorio geotecnico ed alla retta dal laboratorio stesso individuata nel diagramma cedimenti tempo relativa al carico più prossimo al carico di preconsolidazione individuato.

Poiché il valore del t_{100} è teoricamente pari ad un tempo infinito a questo si è sostituito nelle analisi il valore t_{95} mentre H rappresenta lo spessore totale dello strato coesivo considerato.

Risultati analisi cedimenti rilevato

La stratigrafia di riferimento per l'analisi corrisponde a quella del sondaggio FCL24 ubicato proprio in prossimità della sezione considerata. Si è adottata tale stratigrafia per il calcolo assumendo il piano di imposta a 1.0 m dalla testa sondaggio. Tale stratigrafia ed i parametri adottati per i diversi strati sono riportati nella seguente Tabella 11-3.

Strato	profondità	Descrizione	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c_v (cm ² /s)	c_α (-)
1	da 0.0 a 5.0 m	Sabbia e ghiaia con matrice limosa	19.5	da 18 a 39	-	-
2	da 5.0 a 6.6 m	Sabbia e ghiaia con matrice limosa	19.5	da 47 a 64	-	-
3	da 6.6 m a 8.85 m	Limi sabbiosi debolmente argillosi	19.5	6.0	1.17×10^{-3}	2.0×10^{-3}
4	da 8.85 a 11.65 m	Sabbie e/o ghiaie in matrice limosa	19.5	da 88 a 104	-	-
7	oltre 11.65 m	Calclutite a tratti brecciata ed intensamente fratturata	24.0	$\gg 1'000$	-	-

Tabella 11-3: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati

Per il coefficiente di consolidazione dello strato 3, limi sabbiosi debolmente argillosi, si è fatto riferimento al campione indisturbato CI1 prelevato in tale strato nel vicino sondaggio FCL24. Su tale campione non è stata effettuata prova edometrica ma una prova di taglio diretto che comporta, per i 3 provini sottoposti a prova, una fase di consolidazione prima della applicazione della sollecitazione di taglio. Dal modulo della prova si desumono i seguenti T_{100} (che assimiliamo a T_{95}):

Provino	pressione (kPa)	T ₁₀₀ (minuti)
1	100	10.3
2	200	16.1
r	300	15.9

L'altezza iniziale dei provini è di 2.00 cm ed il drenaggio avviene verso le due facce, superiore ed inferiore, dei provini. Pertanto, con riferimento al maggiore dei valori T₁₀₀ rilevati si desume il coefficiente di consolidazione come:

$$c_v = T_v \times (H/2)^2 / t$$

in cui T_v = 1.129 è il valore del "fattore tempo adimensionale" T_v corrispondente ad un grado di consolidazione pari al 95 % e t (=16.1x60) è il tempo, espresso in secondi, corrispondente al raggiungimento del 95 % di consolidazione nelle prove effettuate. Da questi dati si deduce:

$$c_v = 1.129 \times 1/966 = 1.17 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

I valori del modulo di compressibilità dei materiali incoerenti sono stati adeguati al livello di deformazione risultante dal calcolo, iterando il calcolo stesso fino a convergenza, come previsto nella relazione geotecnica generale.

Il livello della falda è stato assunto a 8.0 m dal piano campagna.

Nelle successive **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e Figura75 sono riportati rispettivamente i diagrammi dell'incremento di carico e lo sviluppo dei cedimenti con la profondità lungo la verticale di calcolo.

Dalla Figura75 emerge come la profondità di influenza così come definita precedentemente risulta maggiore della profondità del tetto della formazione lapidea pari a 11.65 m e pertanto i cedimenti di entità significativa dal punto di vista pratico si sviluppano unicamente all'interno della formazione che costituisce la coltre superficiale.

Distribuzione delle sollecitazioni con la profondità

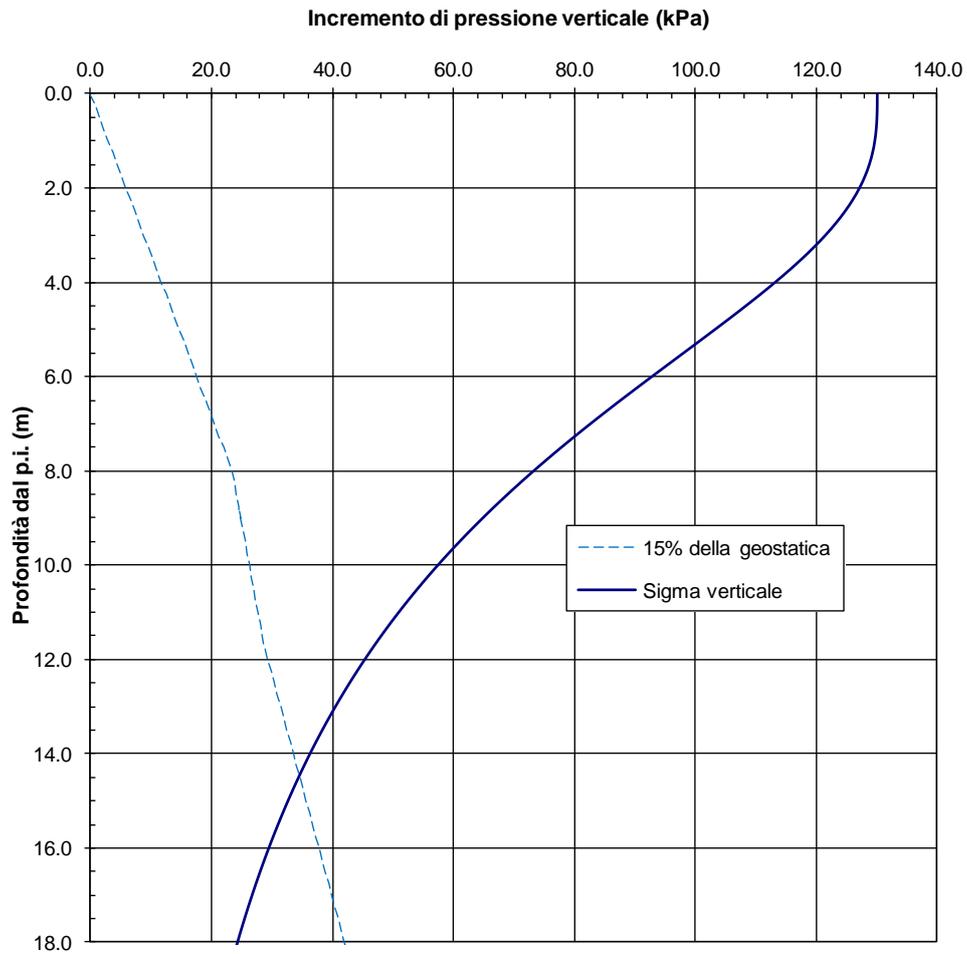


Figura 74 Andamento degli incrementi di pressione con la profondità

Distribuzione dei cedimenti con la profondità

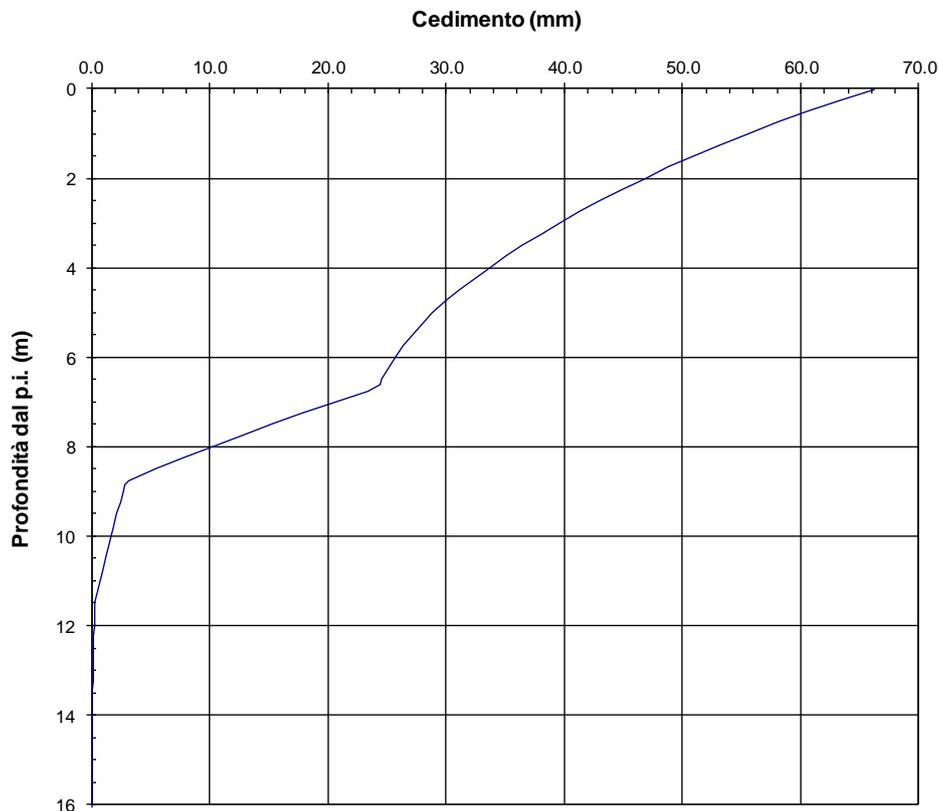


Figura75 Distribuzione del cedimento con la profondità

Il cedimento totale complessivo è risultato pari a 6.6 cm. Di questo cedimento il contributo dello strato 3, pari a 2.2 cm, può dare luogo ad un cedimento differito, mentre i contributi degli altri strati, che vale complessivamente 4.4 cm, si svilupperà contestualmente alla applicazione del carico.

Poiché lo strato 3 soggetto a consolidazione è confinato da due strati molto permeabili, si avrà un processo di consolidazione sia verso l'alto che verso il basso.

L'andamento del coefficiente di consolidazione U_m in funzione del tempo valutato in base alle espressioni di cui al paragrafo 0 ed alle caratteristiche indicate nella Tabella 11-3 è rappresentato nella Figura76.

Consolidazione

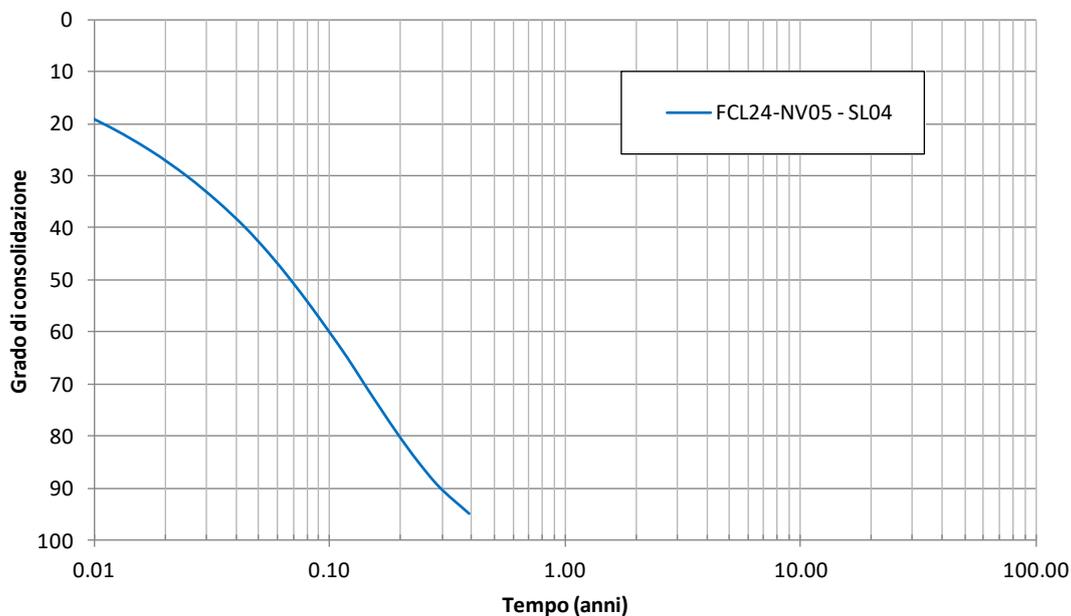


Figura76 Evoluzione del grado di consolidazione negli anni a partire dalla data di completamento del rilevato

Dalla figura emerge che la consolidazione raggiunge il 95 % in meno di 5 mesi dal completamento dell'opera.

La somma dei due fenomeni di consolidamento che procedono parallelamente ma con velocità diversa e del successivo sviluppo del cedimento secondario in prossimità del termine della consolidazione valutato secondo le modalità indicate precedentemente è sintetizzato nella seguente Tabella 11-4 ove si riportano solo i cedimenti al netto del cedimento immediato che è pari a 3.1 cm.

tempo	cedimento primario	cedimento secondario	Somma	differenza
6 mesi	2.13 cm	0.04 cm	2.17 cm	-
1 anno	2.18 cm	0.16 cm	2.34 cm	0.17 cm
20 anni	2.19 cm	0.76 cm	2.95 cm	0.61 cm <5 cm
40 anni	2.19 cm	0.90 cm	3.09 cm	0.14 cm <5 cm
75 anni	2.20 cm	1.02 cm	3.22 cm	0.13 cm <5 cm

Tabella 11-4: Decorso dei cedimenti di consolidazione e secondari

Pertanto i requisiti relativi allo stato limite di esercizio riportati ad inizio paragrafo risultano soddisfatti.

12.3 Scatolare GAOC sulla NVP1

L'opera in questione è collocata nel tratto iniziale della viabilità e funge da raccordo per superare il dislivello fra la viabilità esistente ed il percorso della nuova viabilità. Pianta e sezioni dell'opera in questione sono rappresentate nelle seguenti Figura77 fino a Figura79.

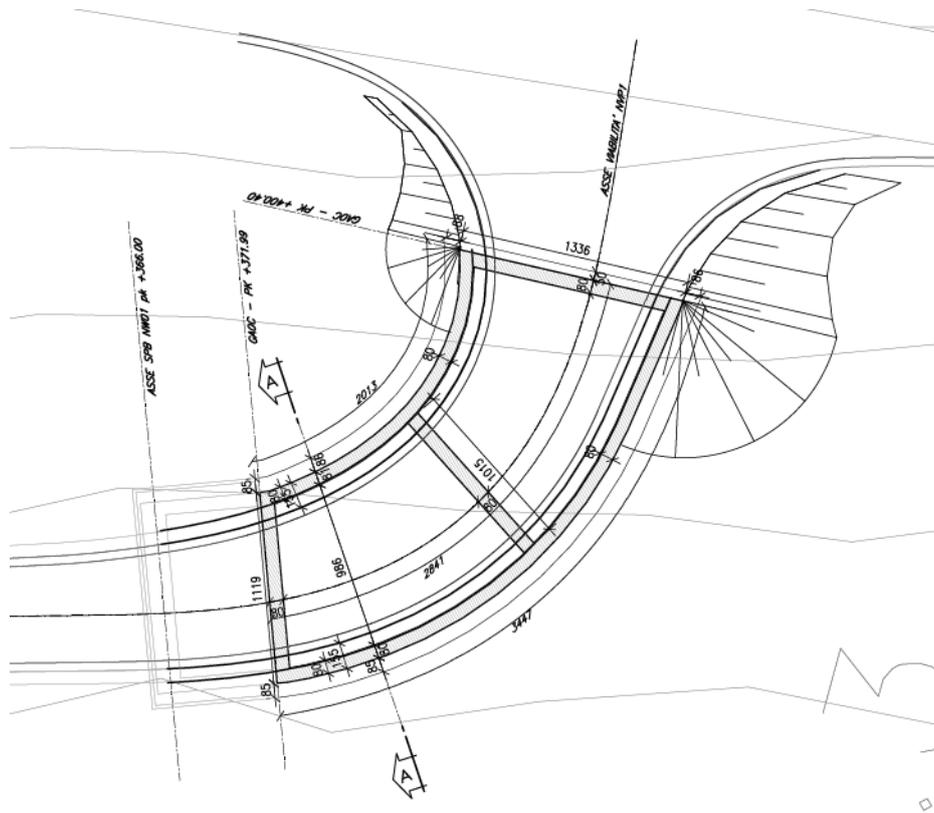


Figura77 NVP1 –GAOC - Pianta

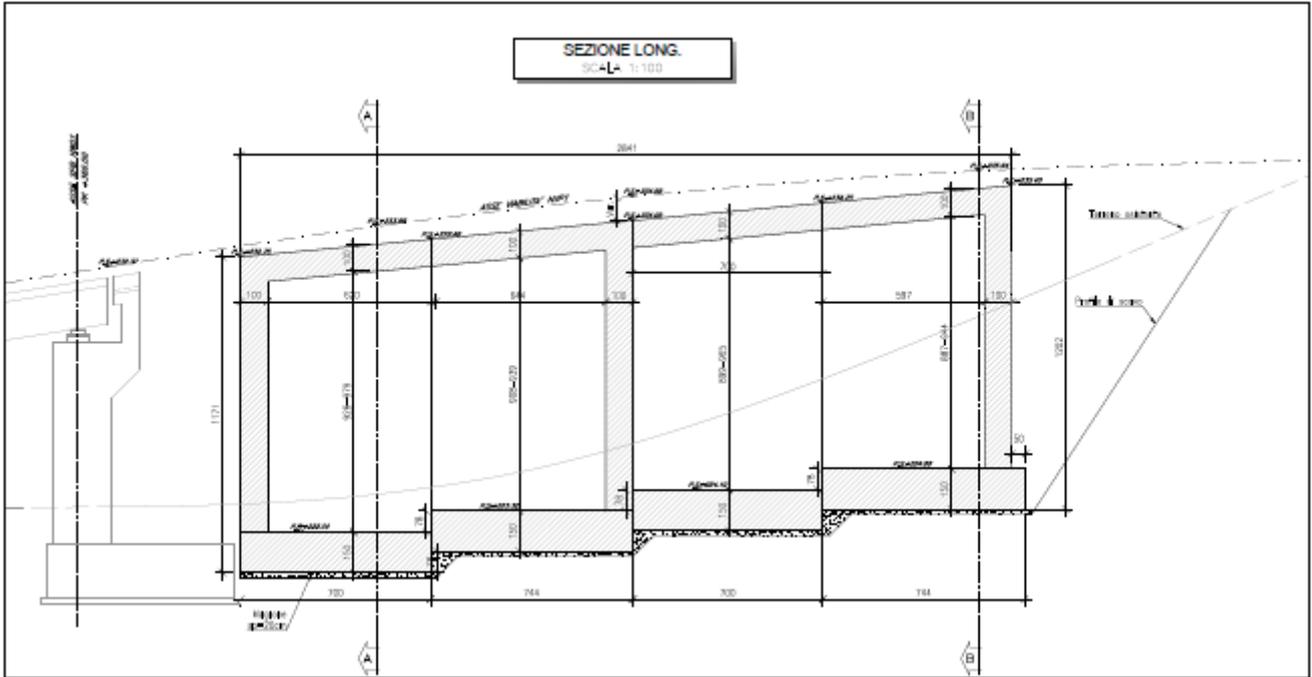


Figura78 NVP1 –GAOC – Sezione lungo l'asse longitudinale

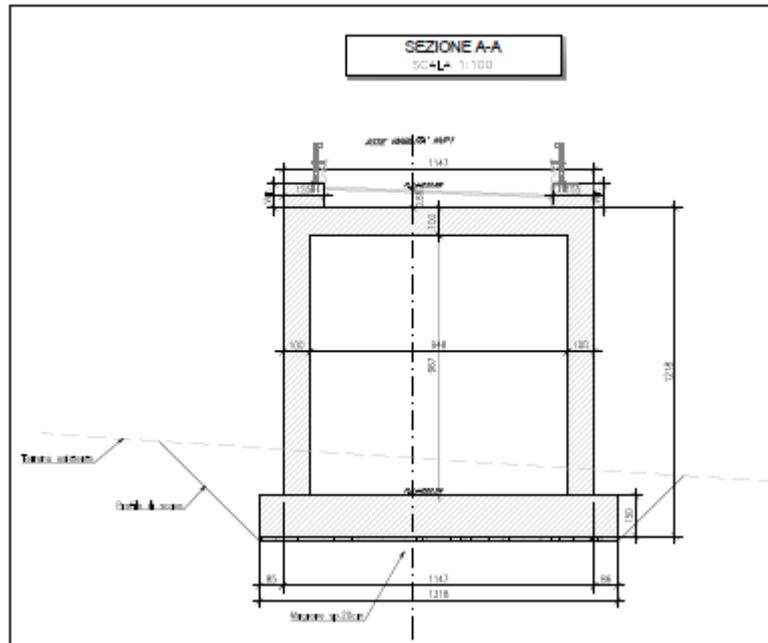


Figura79 NVP1 –GAOC – Sezione trasversale

L'opera ha uno sviluppo longitudinale di circa 28.4 m, ed è costituita da due elementi scatolari separati da un setto di 1.00 m di spessore. La platea di fondazione e la soletta superiore presentano rispettivamente spessori di 1.50 m ed 1.0 m, mentre gli elementi verticali hanno uno spessore di 1.00 m.

La fondazione è di tipo diretto, così come l'adiacente viadotto, essendo il piano di imposta delle fondazioni a contatto con la formazione calcarea di base o sulla sua fascia di alterazione, che comunque presenta resistenza elevata certamente compatibile con i modesti carichi che la struttura trasmette in fondazione. Si consideri inoltre che l'opera è realizzata in scavo e la profondità del piano di imposta rispetto al piano campagna originario non è mai inferiore a 3.50 m, ragione per cui i carichi trasmessi in fondazione dall'opera, quanto meno i carichi permanenti, sono certamente inferiori alla pressione verticale efficace preesistente all'opera.