

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI

121T SOTTOVIA SCATOLARE 4,5x4,5 PK20+326

RELAZIONE DI CALCOLO SCATOLARE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

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

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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

IL DIRETTORE TECNICO

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

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	C22	SP121	00000	R	S T R	0439	- 2	SCALA -

 <small>gruppo Atlantia</small>	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

Sommario

1. INTRODUZIONE	5
1.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA	5
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
1.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA	10
1.4 SOFTWARE DI CALCOLO	12
1.5 CONVENZIONI GENERALI	12
1.5.1 Unità di misura.....	12
1.6 METODOLOGIA DI VERIFICA.....	12
2. MATERIALI IMPIEGATI	13
2.1 STRUTTURE DI NUOVA REALIZZAZIONE	13
2.1.1 Caratteristiche dei materiali	13
2.1.2 Classi di esposizione	13
2.2 STRUTTURE ESISTENTI.....	15
2.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built).....	15
2.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti.....	15
2.2.3 Definizione del fattore di confidenza	22
2.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali	22
2.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti.....	24
3. PARAMETRI GEOTECNICI	26
4. SCATOLARE DI NUOVA REALIZZAZIONE	28
4.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM	28
4.2 ANALISI DEI CARICHI.....	29
4.2.1 Peso proprio strutturale (DEAD).....	29
4.2.2 Carico permanente non strutturale sopra la copertura	29
4.2.3 Spinta delle terre “a riposo”.....	29
4.2.4 Azione del traffico	30
4.2.5 Frenatura	33
4.2.6 Sovraccarico spingente laterale del traffico.....	34
4.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche	35
4.2.8 Forze d’inerzia strutturali.....	35
4.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	36
4.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione.....	36
4.3.2 Gruppi di carico	38
4.4 COMBINAZIONI DI CARICO	40
4.5 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICHE	42
4.5.1 Premessa.....	42
4.5.2 Sollecitazioni di calcolo sugli elementi strutturali	42
4.5.3 Verifiche di resistenza	44
4.5.4 Verifica delle pressioni sul terreno	50
4.5.5 Verifica di deformabilità	53
5. CORDOLI	54
5.1 CORDOLO PORTA SICURVIA E FOA – LATO SUD.....	54
5.1.1 Caratteristiche geometriche	54
5.1.2 Analisi dei carichi	55
5.1.3 Sollecitazioni di calcolo	55
5.1.4 Verifiche	56
6. STRUTTURE ESISTENTI	57

6.1	PREMESSA.....	57
6.2	ANALISI DEI CARICHI.....	57
6.2.1	<i>Peso proprio strutturale (DEAD).....</i>	57
6.2.2	<i>Carico permanente non strutturale sopra la copertura</i>	57
6.2.3	<i>Spinta delle terre “a riposo”</i>	58
6.2.4	<i>Azione del traffico</i>	59
6.2.5	<i>Frenatura</i>	62
6.2.6	<i>Sovraccarico spingente laterale del traffico.....</i>	63
6.2.7	<i>Spinta delle terre in condizioni sismiche</i>	64
6.2.8	<i>Forze d’inerzia strutturali.....</i>	64
6.3	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	65
6.4	VERIFICHE	67
6.4.1	<i>Verifiche strutturali</i>	67
6.4.2	<i>Verifica delle pressioni sul terreno</i>	76
7.	MURI D’ALA	79
7.1	DESCRIZIONE GENERALE	79
7.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	82
7.3	ANALISI DEI CARICHI.....	84
7.3.1	<i>Peso proprio strutturale (dead).....</i>	84
7.3.2	<i>Spinte delle terre (sp-m1-k0).....</i>	84
7.3.3	<i>Sovraccarico accidentale (sq-m1-k0 // sq-m1-k0-sx).....</i>	84
7.3.4	<i>Carichi permanenti interni all’imbocco (pavim-inf)</i>	85
7.3.5	<i>Carichi accidentali interni all’imbocco (tr-inf)</i>	85
7.3.6	<i>Azione sismica.....</i>	86
7.4	COMBINAZIONI DI CALCOLO	87
7.5	SOLLECITAZIONI SUI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI.....	87
7.6	VERIFICHE SUI PIEDRITTI	89
7.7	VERIFICHE SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE	91
7.8	VERIFICHE DELLE PRESSIONI SUL TERRENO.....	93

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 – SEZIONE LONGITUDINALE DEL SOTTOVIA.....	6
FIGURA 1-2 – PLANIMETRIA DEL SOTTOVIA.....	6
FIGURA 1-3 – SEZIONE TRASVERSALE DEL SOTTOVIA SCATOLARE	7
FIGURA 1-4 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D’ALA – LATO NORD	7
FIGURA 1-5 – PLANIMETRIA DEL MURO D’ALA – LATO NORD	8
FIGURA 1-6 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D’ALA – LATO SUD	8
FIGURA 1-7 – PLANIMETRIA DEL MURO D’ALA – LATO SUD.....	9
FIGURA 2-1 – CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	14
FIGURA 2-1 – INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE	16
FIGURA 2-2 – INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/2	17
FIGURA 2-3 – INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/2	18
FIGURA 2-4 – INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU CALCESTRUZZO	19
FIGURA 2-5 – INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO	20
FIGURA 2-6 – INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU BARRE DI ARMATURA	20
FIGURA 2-7 – INDAGINI SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE SU ARMATURE (DUROMETRO)	21
FIGURA 2-12 – LIVELLI DI CONOSCENZA IN FUNZIONE DELL’INFORMAZIONE DISPONIBILE E CONSEGUENTI METODI DI ANALISI AMMESSI E VALORI DEI FATTORI DI CONFIDENZA, PER EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO (TAB. C8.5.IV DELLA CIRCOLARE ALLE NTC2018) ..	22
FIGURA 3-1 – INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	26
FIGURA 3-2 – CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA	26
FIGURA 3-3 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	26
FIGURA 3-4 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	26
FIGURA 3-5 – PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B).....	27
FIGURA 4-1 – MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI	28
FIGURA 4-2 – CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE SOPRA LA COPERTURA	29
FIGURA 4-3 – SPINTA DELLE TERRE SUI PIEDRITTI	30
FIGURA 4-4 – SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	30
FIGURA 4-5 – INTENSITÀ DEI CARICHI Q_k E $Q_{k,0}$ PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	30
FIGURA 4-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO - DISPOSIZIONE PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL MOMENTO FLETTENTE IN CAMPATA (TS)	32
FIGURA 4-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO - DISPOSIZIONE PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL TAGLIO IN CAMPATA APPOGGIO (TS)	32
FIGURA 4-7 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO DISTRIBUITO (UDL).....	33
FIGURA 4-8 – FRENATURA	33
FIGURA 4-9 – CALCOLO SOVRACCARICO LATERALE DEL TRAFFICO	34
FIGURA 4-10 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU UN PIEDRITTO E SU ENTRAMBI	34
FIGURA 4-11 – SOVRASPINTA SISMICA (WOOD) IN DIREZIONE +X	35
FIGURA 4-12 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L’EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018).....	36
FIGURA 4-13 – COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018).....	37
FIGURA 4-14 – VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2018).....	37
FIGURA 4-15 – COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018)	38
FIGURA 4-16 – VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018).....	38
FIGURA 4-17 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	42
FIGURA 4-18 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M).....	43
FIGURA 4-19 – DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER ENV- SLU/SLV (VALORI IN kNm/M).....	43
FIGURA 4-20 – PRESSIONE AGENTE SUL TERRENO DI FONDAZIONE	50
FIGURA 5-1 – CORDOLO PORTA SICURVIA.....	54
FIGURA 4-2 – CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE SOPRA LA COPERTURA	57
FIGURA 4-3 – SPINTA DELLE TERRE SUI PIEDRITTI	58
FIGURA 4-4 – SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	59
FIGURA 4-5 – INTENSITÀ DEI CARICHI Q_k E $Q_{k,0}$ PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	59

FIGURA 4-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO - DISPOSIZIONE PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL MOMENTO FLETTENTE IN CAMPATA (TS).	61
FIGURA 4-6 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO CONCENTRATO E OPPORTUNAMENTE DIFFUSO - DISPOSIZIONE PER LA MASSIMIZZAZIONE DEL TAGLIO IN CAMPATA APPOGGIO (TS).	61
FIGURA 4-7 – SOVRACCARICO DA TRAFFICO DISTRIBUITO (UDL).	62
FIGURA 4-8 – FRENATURA	62
FIGURA 4-9 – CALCOLO SOVRACCARICO LATERALE DEL TRAFFICO	63
FIGURA 4-10 – DISTRIBUZIONE SPINTA LATERALE DA TRAFFICO SU UN PIEDRITTO E SU ENTRAMBI	63
FIGURA 4-11 – SOVRASPINTA SISMICA (MONONOBE-OKABE) IN DIREZIONE +X	64
FIGURA 4-18 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	65
FIGURA 4-19 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU/SLV (VALORI IN kN/M)	65
FIGURA 4-20 – DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI PER ENV- SLU/SLV (VALORI IN kNm/M)	66
FIGURA 11-5 – DOCUMENTO AS-BUILT “MANUFATTO N.19 – PONTICELLO SCATOLARE 4.50” – PIANTA E SEZIONE LONGITUDINALE SCATOLARE	67
FIGURA 11-6 – DOCUMENTO AS-BUILT “MANUFATTO N.19 – PONTICELLO SCATOLARE 4.50” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE	67
FIGURA 11-7 – DOCUMENTO AS-BUILT “MANUFATTO N.19 – PONTICELLO SCATOLARE 4.50” – DETTAGLIO ARMATURE SEZIONE TRASVERSALE	68
FIGURA 11-8 – DOCUMENTO AS-BUILT “MANUFATTO N.19 – PONTICELLO SCATOLARE 4.50” – COMPUTO ARMATURE	69
FIGURA 4-20 – PRESSIONE AGENTE SUL TERRENO DI FONDAZIONE	76
FIGURA 1-4 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D’ALA – LATO NORD	79
FIGURA 1-5 – PLANIMETRIA DEL MURO D’ALA – LATO NORD	80
FIGURA 1-6 – SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO D’ALA – LATO SUD	80
FIGURA 1-7 – PLANIMETRIA DEL MURO D’ALA – LATO SUD	81
FIGURA 10-5 – INDICAZIONE MOLLE ELASTICHE SIMULANTI IL TERRENO NEL MODELLO DI CALCOLO	82
FIGURA 10-6 – INDICAZIONE NUMERAZIONE NODI	83
FIGURA 10-7 – INDICAZIONE NUMERAZIONE ASTE	83
FIGURA 10-8 – SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI A RIPOSO	84
FIGURA 10-10 – CARICHI PERMANENTI INTERNI ALL’IMBOCCO	85
FIGURA 10-11 – CARICHI ACCIDENTALI INTERNI ALL’IMBOCCO	86
FIGURA 10-12 – SOVRASPINTA SISMICA DEL TERRENO	87
FIGURA 10-13 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI PER ENV-SLU (VALORI IN kNm/M)	88
FIGURA 10-14 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI DI TAGLIO PER ENV-SLU (VALORI IN kN/M)	88
FIGURA 10-15 – DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI PER ENV-SLU (VALORI IN kN/M)	89

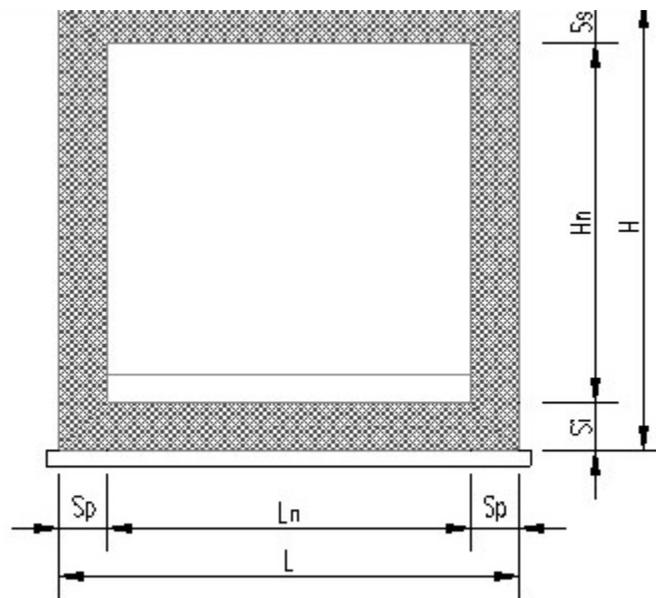
1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti nei calcoli statici per l'ampliamento del Sottovia Pedonale Savena – Scatolare 20+327, 121T, ubicato nella zona di Bologna lungo l'Autostrada A14 Bologna – Bari - Taranto.

L'intervento rientra nei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. Indicativamente l'opera è ubicata alla progressiva 20+327.

1.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA

La sezione trasversale dello scatolare di nuova realizzazione è riportata di seguito, con indicate le grandezze geometriche e le loro misure.



Caratteristiche geometriche

$L_n =$	4.50	m	$S_s =$	0.50	m	$L =$	5.70	m
$H_n =$	3.00	m	$S_i =$	0.60	m	$H =$	5.20	m
			$S_p =$	0.60	m			

La struttura originaria è stata realizzata negli anni '60 ed è costituita da una struttura di tipo scatolare in cemento armato, di lunghezza complessiva pari a 62.46m.

La struttura scatolare in cemento armato, risalente agli anni '60, ha una larghezza di 5.70 m e un'altezza totale di 5.10 m.

La soletta superiore e quella inferiore hanno spessore 0.5 m, invece i piedritti hanno spessore 0.60 m. La struttura non presenta sbordo laterale alla base e al di sotto della soletta inferiore è posizionato uno strato di magrone. Le dimensioni interne sono, quindi, 4.10 m in altezza e 4.50 m in larghezza. Inoltre, sulla soletta inferiore la sede stradale ha uno spessore di 0.32 m.

Su entrambi i lati della struttura sono presenti due muri di sostegno, posti come prosecuzione dei piedritti, uno in direzione nord e uno in direzione sud. I muri hanno uno spessore 0.60 m e altezza totale 4.60 m, misure conformi ai piedritti dello scatolare. Tutti i muri hanno un'estensione di 4.45 m ed un'altezza degradante dalla struttura scatolare verso l'esterno, partendo da 4.60 m fino a raggiungere i 2.00 m, seguendo l'inclinazione naturale del terreno.

L'intervento oggetto della presente relazione prevede l'allargamento della struttura scatolare di 13.82 m sul lato Sud e 12.74 m sul lato Nord. Sul lato Bologna sono previsti due muri di sostegno, posti come prosecuzione dei piedritti, uno in direzione Nord e uno in direzione Sud.

L'ampliamento in entrambe le direzioni sarà realizzato mantenendo le modalità costruttive della struttura esistente, quindi, mediante uno scatolare in cemento armato. Gli spessori dei piedritti, della soletta superiore e le dimensioni interne dello scatolare nella parte di ampliamento restano le medesime della struttura esistente. Lo spessore della soletta inferiore sarà, invece, aumentato a 0.60 m, riducendo lo strato di magrone sottostante a 0.20 m.

L'ampliamento si compone di due parti: una in cui è presente lo scatolare e una seconda parte composta di un imbocco a U, con l'altezza dei piedritti che viene diminuita gradualmente verso l'esterno, seguendo l'andamento del terreno. La struttura scatolare del sottovia, dopo gli ampliamenti, ha una lunghezza complessiva di 89.03 m. L'imbocco a U, per il lato Nord, ha una lunghezza di 7.87 m con un'altezza iniziale di 4.10 m e un'altezza finale di 0.67 m; per la parte Sud, invece, la lunghezza è di 8.35 m e l'altezza varia da 4.10 m a 0.35 m.

Ogni altro dettaglio relativo alle geometrie e alle scelte progettuali è deducibile dalle tavole di progetto.

Nelle figure seguenti si riporta una rappresentazione della struttura nella nuova configurazione allargata.

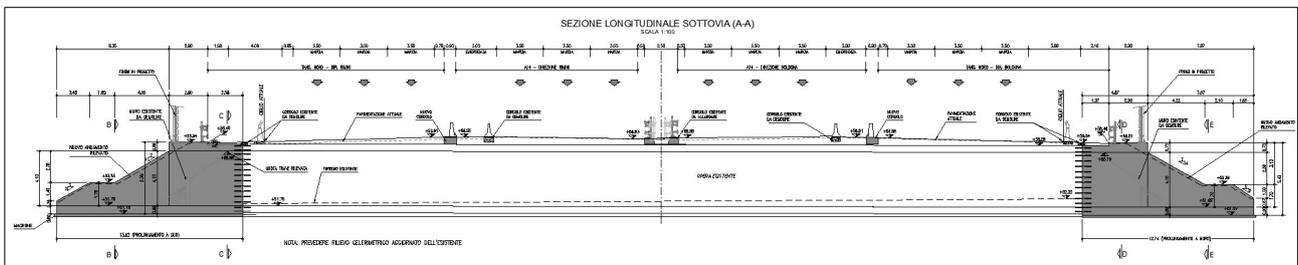


Figura 1-1 – Sezione longitudinale del sottovia

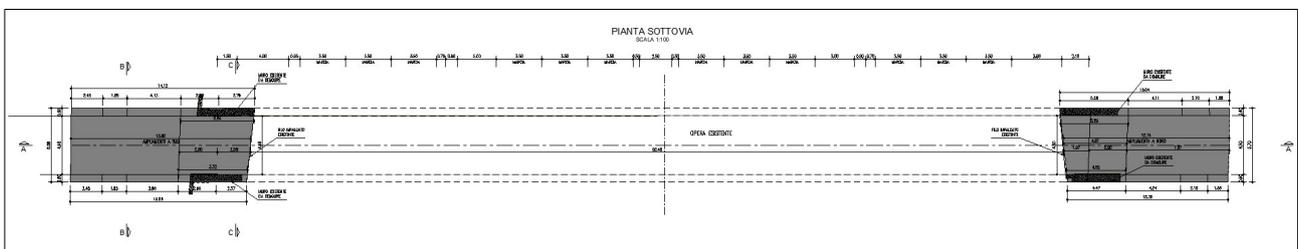


Figura 1-2 – Planimetria del sottovia

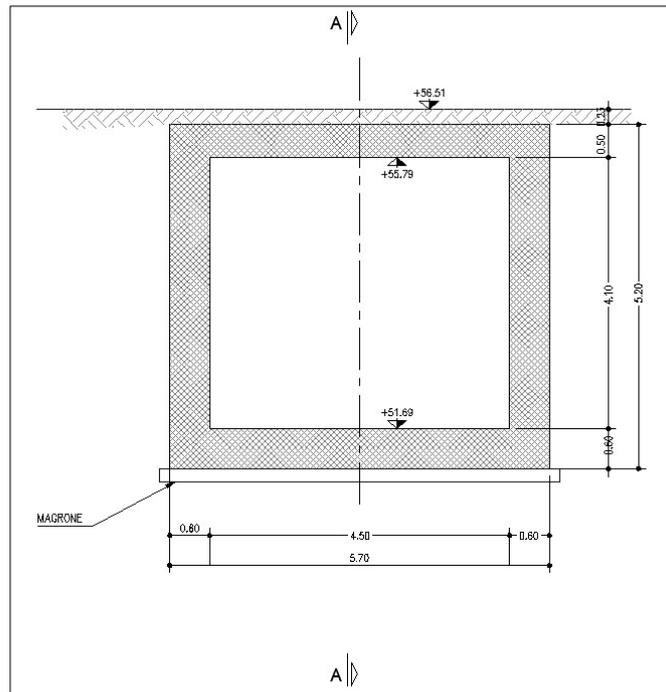


Figura 1-3 – Sezione trasversale del sottovia scatolare

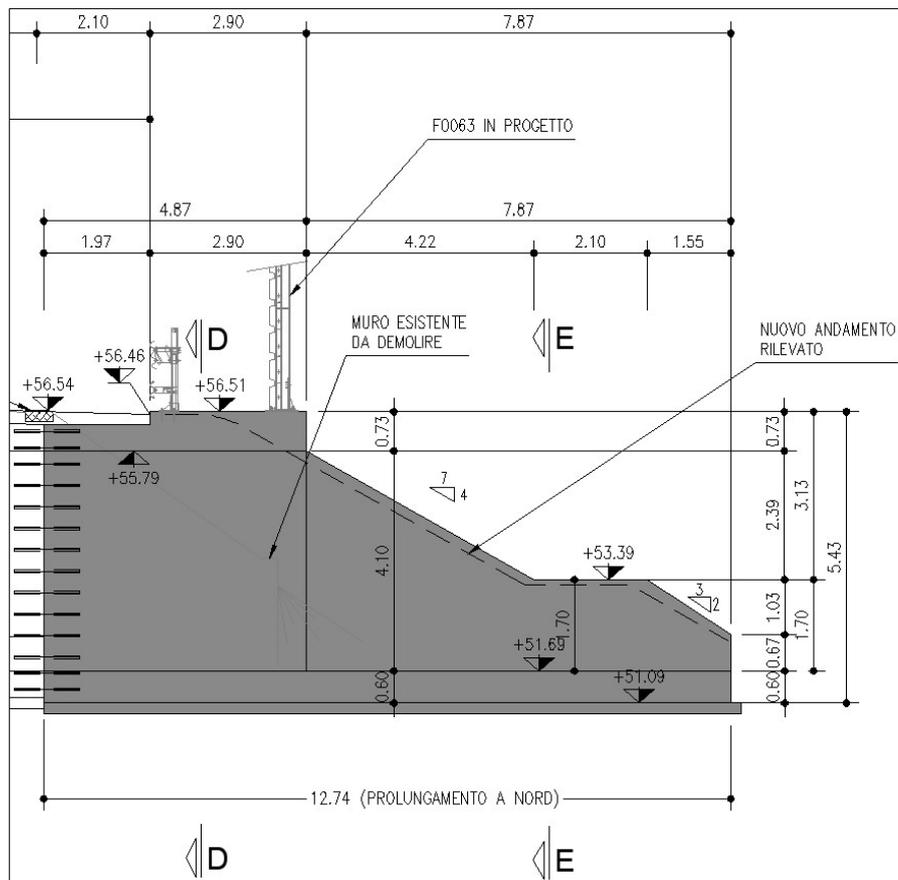


Figura 1-4 – Sezione trasversale del muro d'ala – Lato Nord

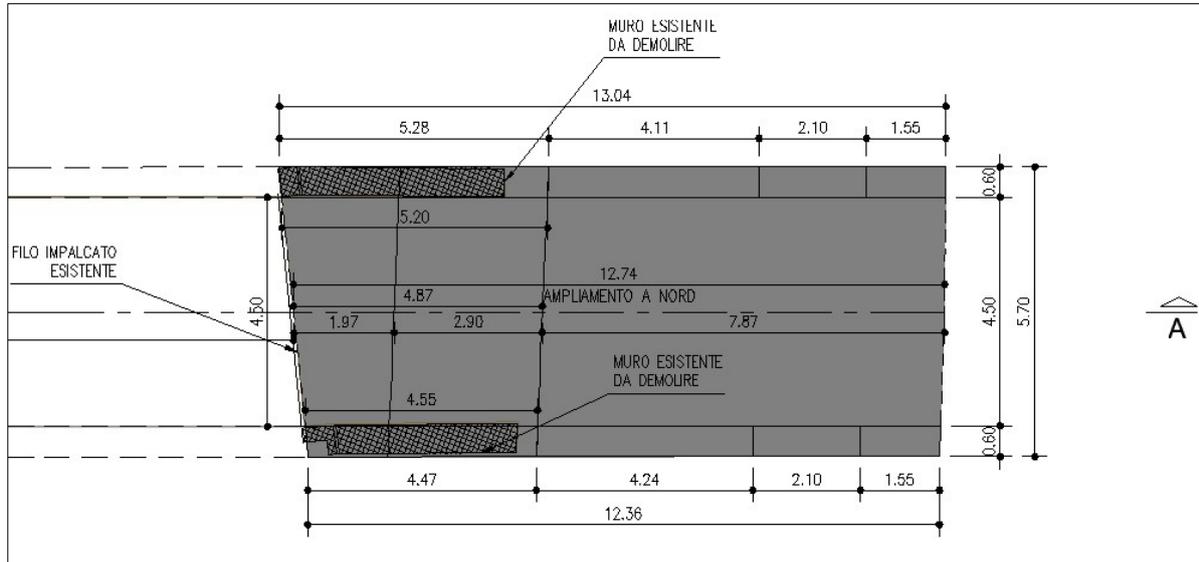


Figura 1-5 – Planimetria del muro d'ala – Lato Nord

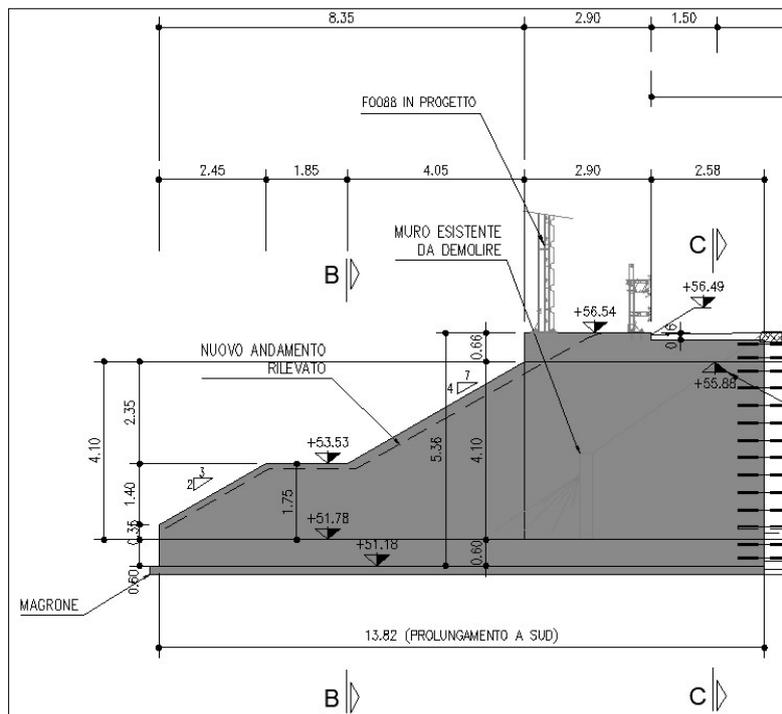


Figura 1-6 – Sezione trasversale del muro d'ala – Lato Sud

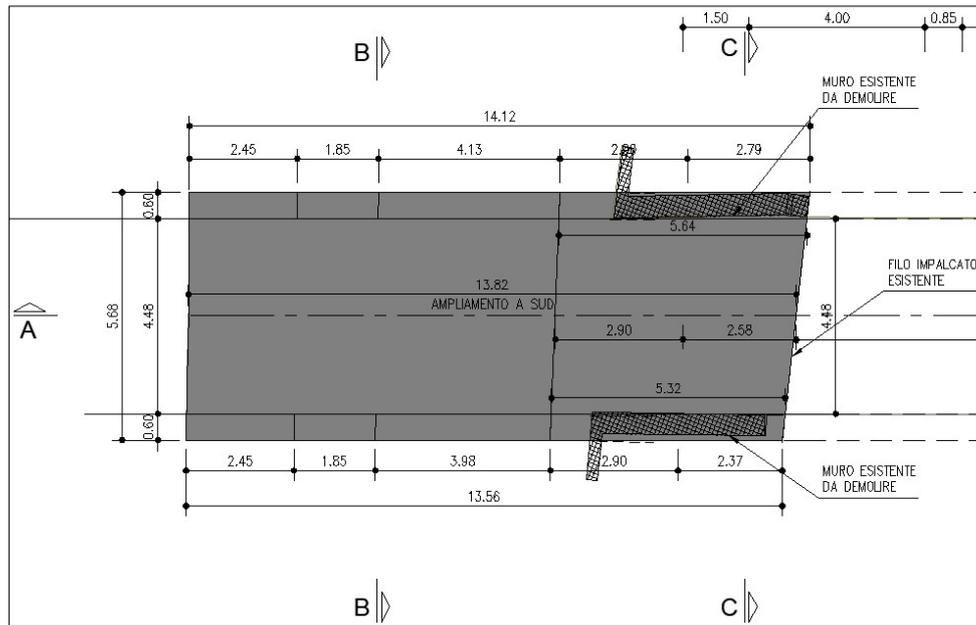


Figura 1-7 – Planimetria del muro d'ala – Lato Sud

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [12] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [13] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [14] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [15] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [16] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera.
- [17] Autostrade per l'Italia – Direzione sviluppo rete per l'Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

1.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come richiesto dalla Normativa vigente, la zona dove ricade l'opera in esame è stata considerata sismica con grado di sismicità calcolato sulla base di una caratterizzazione sismica riferita al sito interessato dagli interventi di ampliamento.

Sito in esame

Classe: IV

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Longitudine 11.414817

Latitudine 44.483092

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente C_U : 2

Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
 T_R : 60 anni
 a_g : 0.074 g
 F_0 : 2.466
 T_C^* : 0.274 s
 S_S : 1.80
 S_T : 1.00
 $S = S_S \times S_T =$ 1.80

Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
 T_R : 101 anni
 a_g : 0.092 g
 F_0 : 2.462
 T_C^* : 0.284 s
 S_S : 1.80
 S_T : 1.00
 $S = S_S \times S_T =$ 1.80

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
 T_R : 949 anni
 a_g : 0.216 g
 F_0 : 2.421
 T_C^* : 0.315 s
 S_S : 1.62
 S_T : 1.00
 $S = S_S \times S_T =$ 1.62

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 T_R : 1950 anni
 a_g : 0.269 g
 F_0 : 2.445
 T_C^* : 0.324 s
 S_S : 1.41
 S_T : 1.00
 $S = S_S \times S_T =$ 1.41

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi strutturale si fa uso del programma ad elementi finiti **SAP2000 – v. 16.1.1** – “Integrated Software for Structural Analysis and Design”, distribuito da Computers and Structures Inc. (U.S.A.); il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed alla manipolazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare.

Per le verifiche tensionali delle sezioni in c.a., si impiega il software di calcolo **VCASLU**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il dominio M-N.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione. I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: m

Forze: kN

Tensioni: MPa (N/mm²)

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche saranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Per quanto riguarda le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

P: sforzo assiale

V2: sforzo di taglio nel piano verticale (secondo l'asse 2≡Z)

V3: sforzo di taglio nel piano orizzontale (secondo l'asse 3≡Y)

T: momento torcente (ruota attorno all'asse 1≡X)

M2: momento flettente “orizzontale” (ruota attorno all'asse 2≡Z)

M3: momento flettente “verticale” (ruota attorno all'asse 3≡Y).

1.6 METODOLOGIA DI VERIFICA

Le verifiche sono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, secondo quanto specificato nelle Normative prese a riferimento (v. § 1.2).

2. MATERIALI IMPIEGATI

2.1 STRUTTURE DI NUOVA REALIZZAZIONE

2.1.1 Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo per scatolare (fondazione) e muro di sostegno (fondazione/elevazione): C28/35

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 35$ MPa
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times 35 = 29.05$ MPa
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05$ MPa
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 17.43$ MPa
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 13.07$ MPa
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 29.05 / 1.5 = 16.46$ MPa
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 0.3 \times 29.05^{(2/3)} = 2.83$ MPa
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98$ MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32$ MPa
Modulo elastico	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3} = 32\ 588$ MPa

Calcestruzzo per scatolare (elevazione): C32/40

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 40$ MPa
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.2$ MPa
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ MPa
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 20.0$ MPa
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 14.9$ MPa
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 33.2 / 1.5 = 18.8$ MPa
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 0.3 \times 33.2^{(2/3)} = 3.10$ MPa
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17$ MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45$ MPa
Modulo elastico	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3} = 33\ 642$ MPa

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo B450C controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 450.0$ MPa	
$f_{tk} \geq 540.0$ MPa	
Es: modulo elastico	210 000.0 MPa
vs: coefficiente di Poisson	0.3 -
Gs: modulo di elasticità tangenziale	80 769.23 MPa

2.1.2 Classi di esposizione

Ai fini dell'individuazione di dettaglio delle proprietà dei materiali, si farà riferimento alle seguenti classi di esposizione, il cui significato è esplicitato nella tabella di seguito riportata:

fondazione scatolare e muri di sostegno:	XC2
elevazione scatolare e muri di sostegno:	XF2
copertura scatolare:	XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto precedente, anche i criteri previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

prospetto 4.1 Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Figura 2-1 – Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

2.2 STRUTTURE ESISTENTI

2.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built)

Strutture impianto originario (anni '60)

Calcestruzzo confezionato a 300 kg/mc di cemento tipo R730

Acciaio per armatura lenta:

Acciaio tipo G.S. 4000/4400 adoperato per armature verticali ed orizzontali

Acciaio tipo Aq 42 adoperato per legature

2.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Campagna di indagine 2018

Nel mese di Ottobre 2017 la società Elletipi Srl ha condotto una campagna di indagini specialistiche e conoscitive sugli elementi strutturali del sottovia scatolare in esame. Le indagini hanno riguardato unicamente i piedritti.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- n.° 2 prelievi di carote in cls (2 prove di compressione + 2 carbonatazione);
- n.° 2 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- n.° 4 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- n.° 4 prove di durezza su barre d'armatura;
- n.° 4 indagini pacometriche.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-06-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali presso l'opera pk 20+327-121T – Sottovia Scat. Campestre – Relazione Tecnica” redatto dalla citata società Elletipi Srl ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riporta un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.

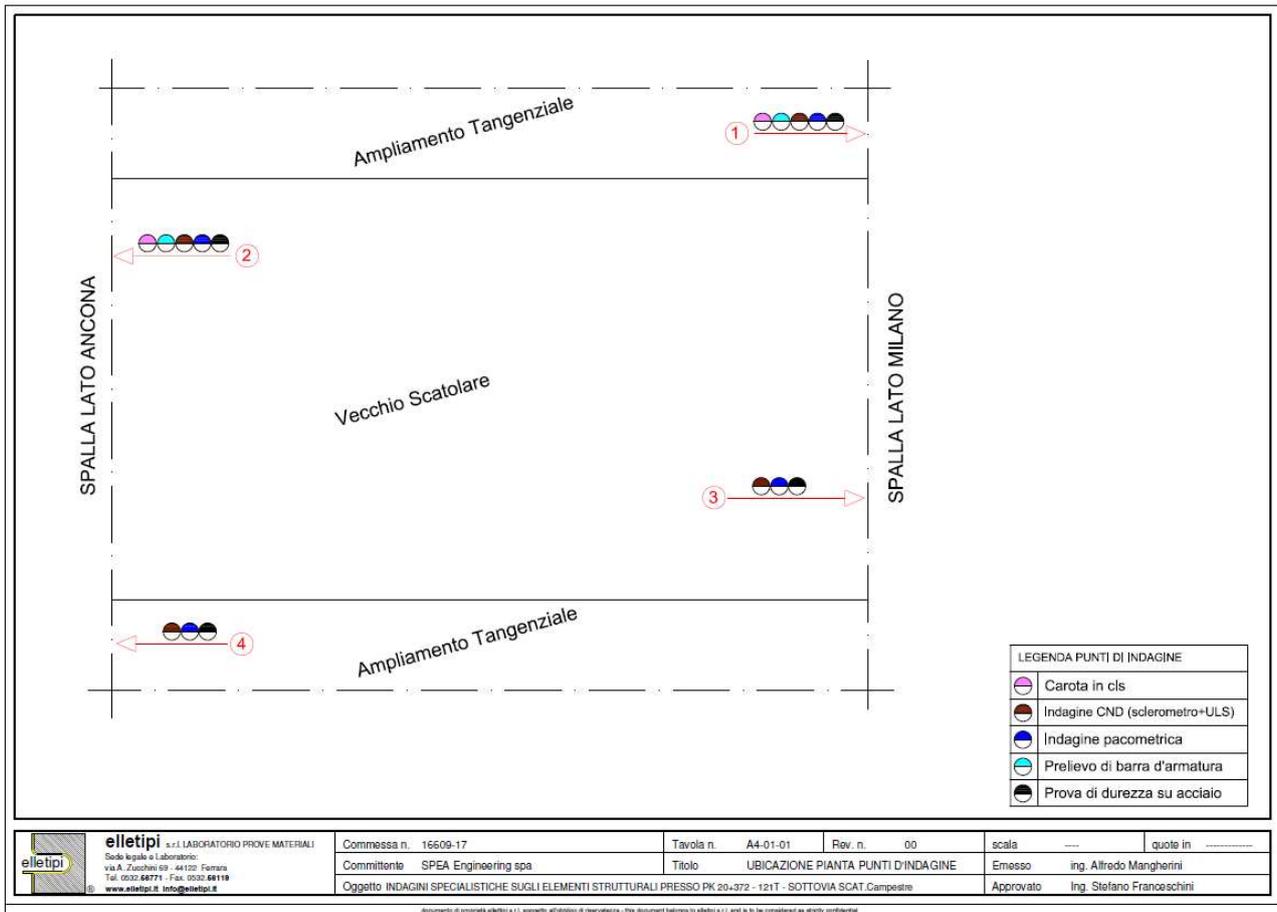


Figura 2-2 – Indagini su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

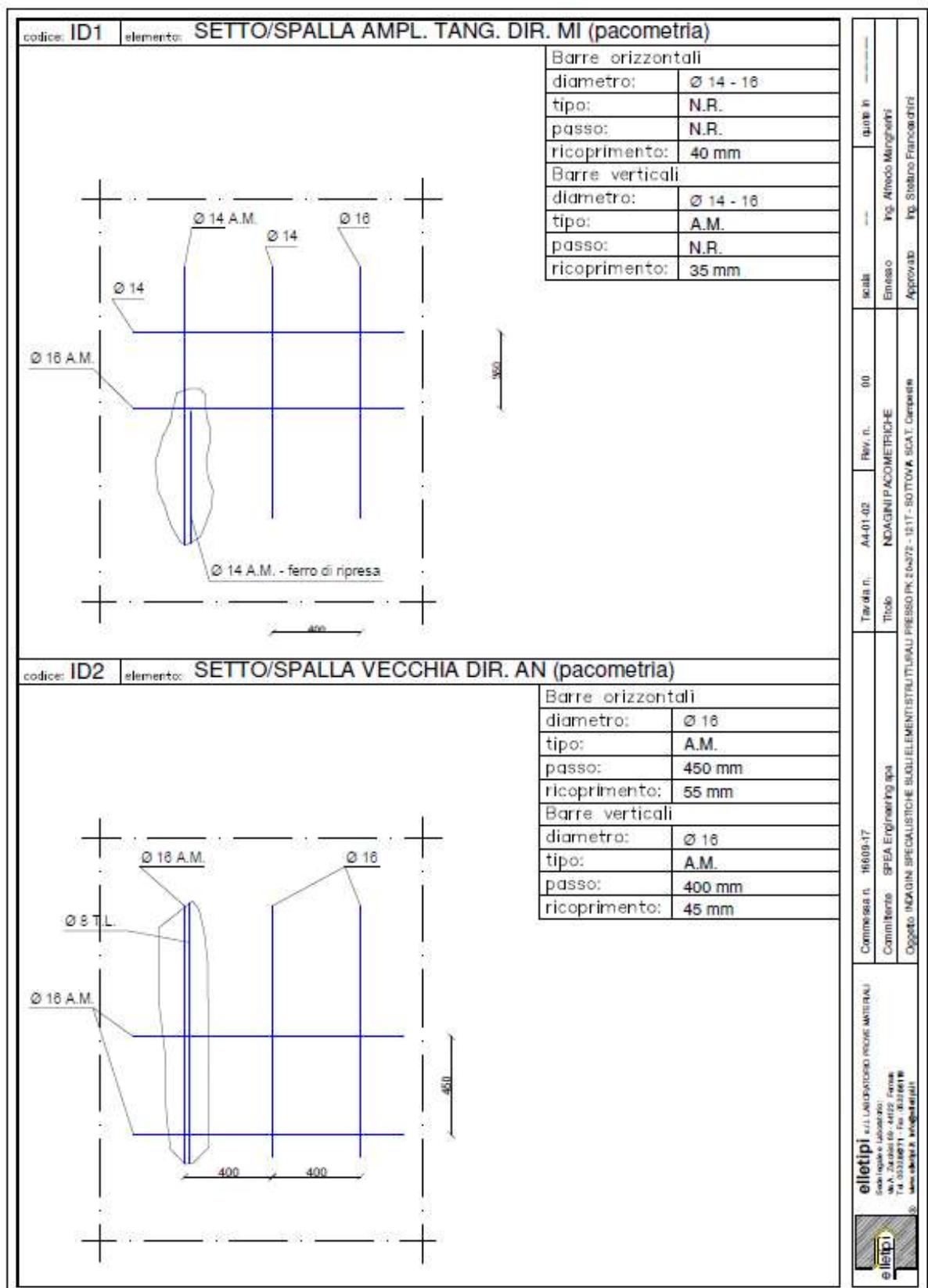


Figura 2-3 – Indagini su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/2

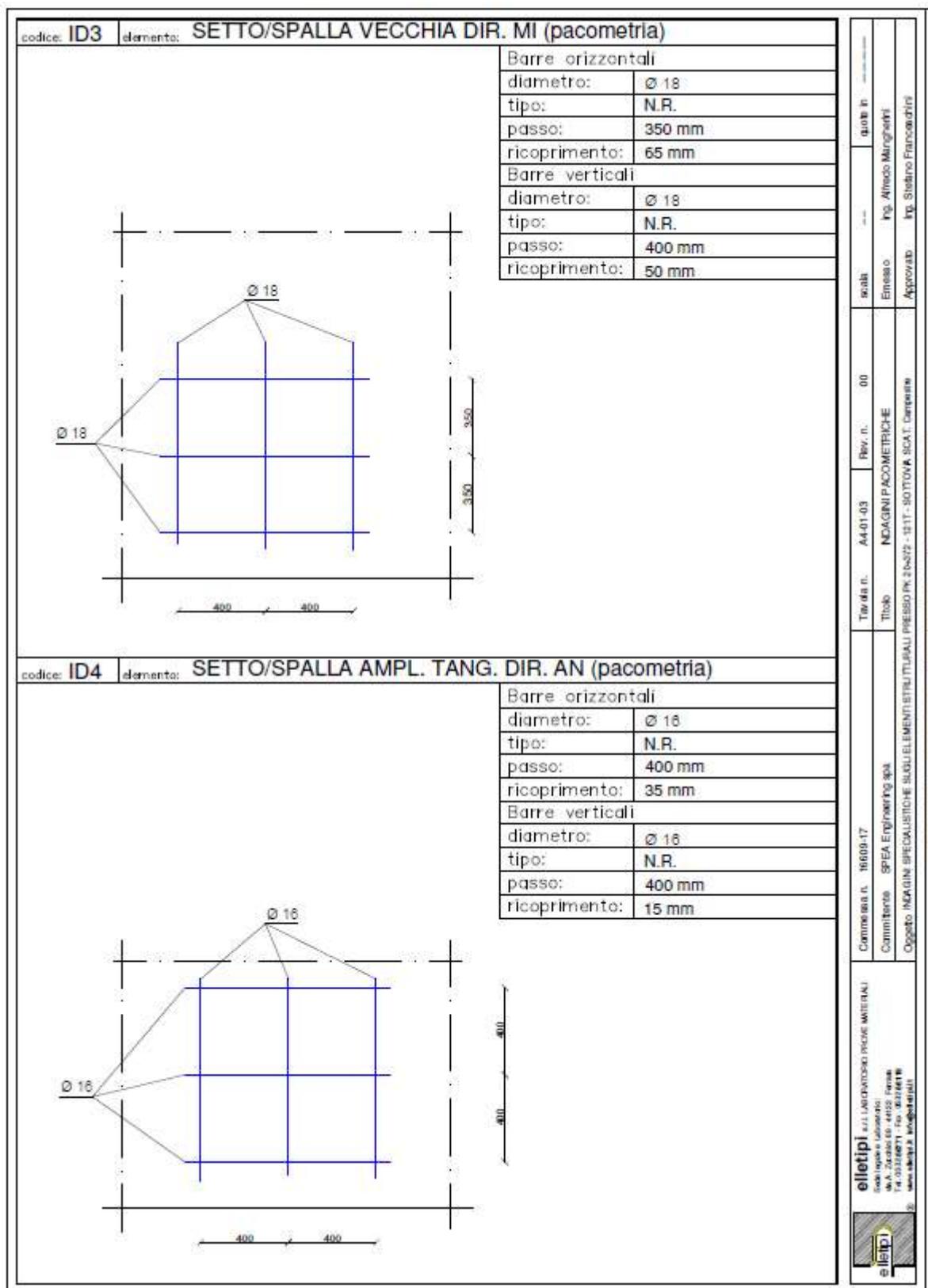


Figura 2-4 – Indagini su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/2



elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600367
 e-mail: info@elletipi.it, segreteria@pec.elletipi.it
 sito: www.elletipi.it

laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 2000008 del 27/01/2018, art. 56 del D.P.R. 390/2001, Circolare Ministeriale 26/11/2012
 Laboratorio Geotecnica autorizzato con Dec. n. 0572 del 07/10/2014, art. 29 del D.P.R. 390/2001, Circolari Ministeriali 7/10/2012
 Consorzio Nazionale n° 1208 (DM 326149 del 22/05/2004 del Ministero delle Attività Produttive) in provincia di servizi delle circ. 309/2011, DM 186/2003

Kolmitz con Sistemi di Gestione certificati da CertQuality
 Qualità Ambiente Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 BS OHSAS 18001:2007

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk 20+372-121T SOTTOVIA SCAT. Campestre
 COMMESSA: 16609/17

CAMPIONE: CILINDRI IN CALCESTRUZZO
 DATA PRELIEVO: 02/11/2017

CERTIFICATO n°: 45988/17
 DATA PROVE: 16/11/2017

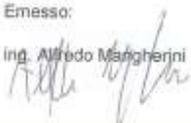
Rev 0 del: 17/11/2017

PROVA DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di Rottura	f _{cd}	R _{c1}	penetrazione CO ₂
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
SPALLA MILANO	ID1	94	91	0,97	2328	214,1	30,9	30,4	16
SPALLA ANCONA	ID2	94	83	0,88	2309	130,4	18,8	17,8	63

Note:
 Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12604-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifiche
 f_{cd} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ
 R_{c1} = f_{cd} x 2,5 / (1,5+1/λ) resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza λ=1 assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 - 624

Emesso:

 ing. Alfredo Mangherini

Approvato:
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza

mod_STRU020 (rev 01 del 23/02/12)

cert-45988-17-rev00-19908-17-COMPCL

Sistema Qualità Elletipi Srl
 pagina 1 di 1

Figura 2-5 – Indagini su strutture esistenti – Prove di compressione su calcestruzzo

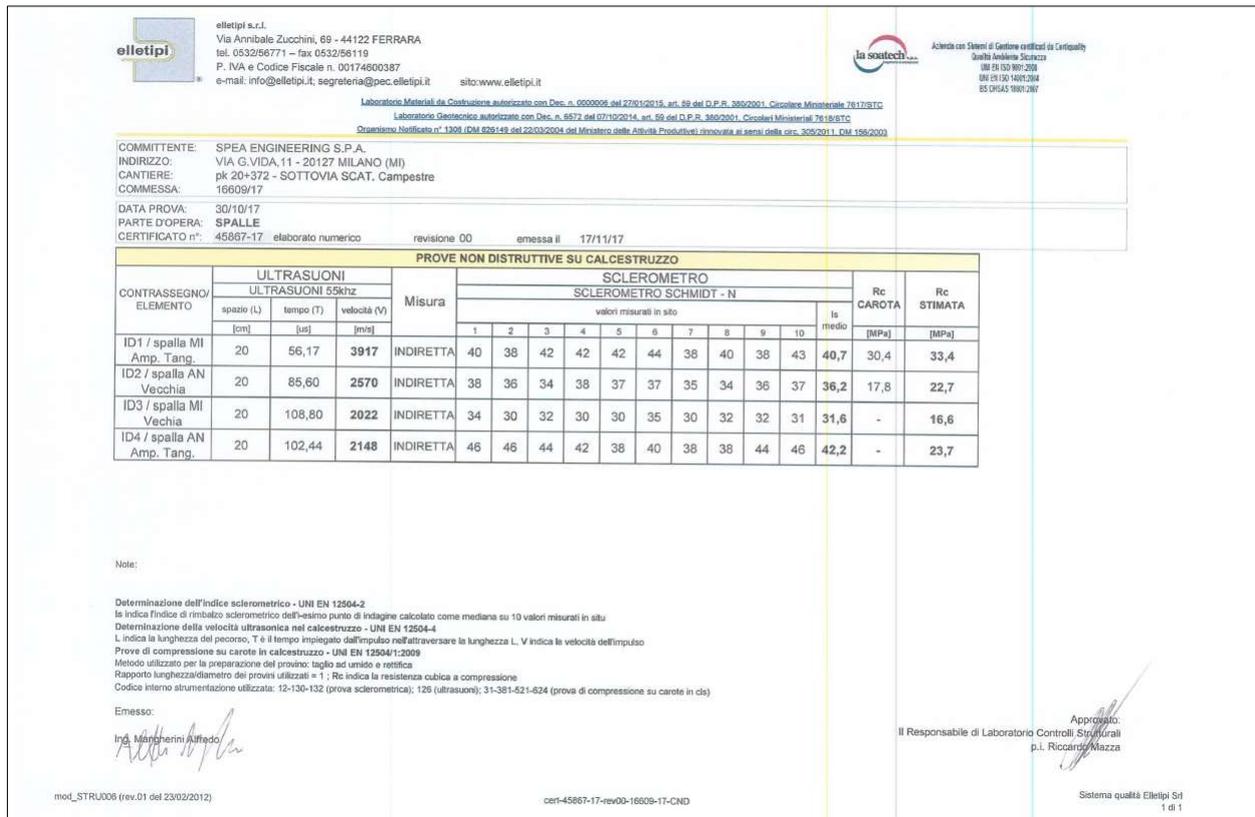


Figura 2-6 – Indagini su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo

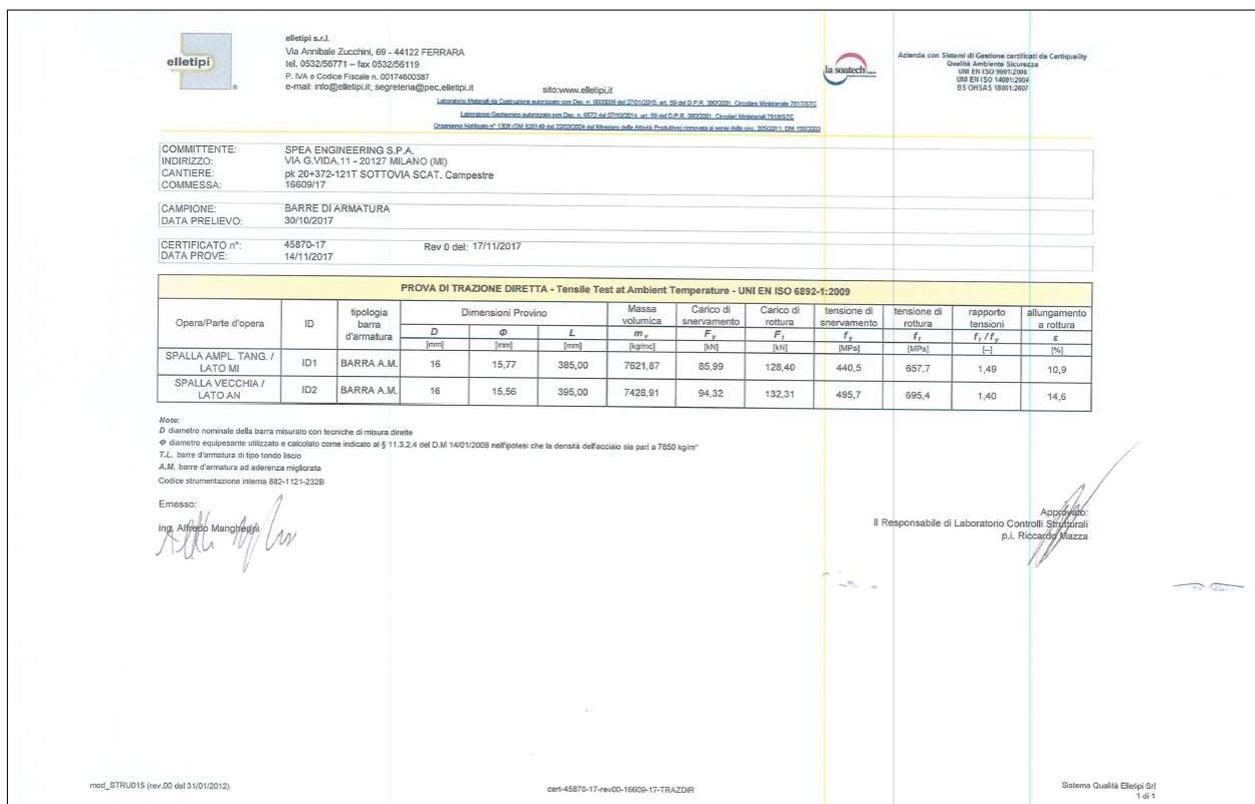


Figura 2-7 – Indagini su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su barre di armatura



elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174800387
 e-mail: info@elletipi.it, segreteria@pec.elletipi.it sito: www.elletipi.it



Autista con Titoli di Qualità certificati da Certipro
 Qualità Ambiente Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 45001:2018

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 58 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 2617/RTG
 Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 8872 del 07/10/2014, art. 56 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 2618/RTG
 Osservatorio Nazionale n° 1308 (DM 626149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive devoluto ai sensi della circ. 306/2011, DM 198/2007

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk 20+372 - SOTTOVIA SCAT. Campestre
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 30/10/17
 PARTE D'OPERA BARRE ARMATURA - SPALLA
 CERTIFICATO n°: 45869-17 emessa il 17/11/17

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO					
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE
					[MPa]
1	SPALLA AMP. TANG. LATO MI / ID1	barra	200,0	200,0	665,0
			197,0		
			203,0		
2	SPALLA VECCHIA LATO AN / ID2	barra	198,0	193,7	660,0
			190,0		
			193,0		
3	SPALLA VECCHIA LATO MI / ID3	barra	172,0	171,7	575,0
			175,0		
			168,0		
4	SPALLA AMP. TANG. LATO AN / ID4	barra	191,0	191,7	640,0
			188,0		
			196,0		

NOTE: Codice strumentazione interna 11124
 NORMA DI RIFERIMENTO: ASTM A856/2002

Emesso:

ing. Alfredo Mangherini



Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza



mod_STRU022 (rev 01 del 16/05/13)
cert-45869-17-rev00-16609-17-DUR
Sistema Qualità Elletipi Srl
pagina 1 di 1

Figura 2-8 – Indagini su strutture esistenti – Prove non distruttive su armature (durometro)

2.2.3 Definizione del fattore di confidenza

In considerazione delle prove di caratterizzazione dei materiali effettivamente eseguite e dei loro risultati, in ottemperanza a quanto indicato al cap. C8 “Costruzioni Esistenti” della Circolare 21 gennaio 2019, n.° 7 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018; si definiscono i seguenti livelli di conoscenza e fattori di confidenza (vedere Tabella C8.5.IV della citata Circolare riportata nella figura sottostante):

Impalcato (soletta superiore): Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Sottostrutture: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 2-9 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio (Tab. C8.5.IV della Circolare alle NTC2018)

2.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali

Si riportano di seguito le considerazioni contenute nel capitolo 6.3.4: “Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali” delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

La determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche, avviene sempre su base statistica, correggendo, nel caso di costruzioni esistenti, i valori delle caratteristiche meccaniche considerando nelle valutazioni il fattore di confidenza (FC), funzione del livello di conoscenza (LC), e i coefficienti parziali di sicurezza γ_M .

La grandezza statistica, f_k o f_m , per le caratteristiche meccaniche da considerare non è chiarita completamente dalle Norme Tecniche; dal testo delle norme, riportato di seguito per chiarezza espositiva, si evince, senza dubbio, come non sia possibile far riferimento al valore medio ma si debba considerare “l’entità della dispersione”, facendo ad esempio riferimento al valore caratteristico che si ottiene dall’analisi sperimentale con prove distruttive (ad esempio, carote per il calcestruzzo) e non distruttive.

Cap. 8.5.3 delle NTC2018 – Caratterizzazione meccanica dei materiali. *Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l’impatto in termini di conservazione. I valori*

di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n.7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

In altro punto della Circolare è riportato quanto segue:

Cap. C8.5.4.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018 –Costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%).

Tale affermazione fa ritenere che il riferimento vada fatto al valor medio della resistenza; ciò vale anche per analoga affermazione del punto C8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 mentre le Norme Tecniche chiariscono come si debba motivatamente tenere conto dell'entità delle dispersioni.

Si sottolinea inoltre che la normativa italiana considera i fattori FC, che incorporano vari tipi di incertezze comprese quelle sulla disposizione delle armature e sui dettagli costruttivi. Il sistema degli Eurocodici considera invece unicamente i fattori parziali dei materiali che incorporano le incertezze di modello e la variabilità dei materiali in maniera forfettaria. È dunque necessario ottenere una sintesi dei due diversi approcci.

Si ritiene che un'adeguata interpretazione rispettosa delle Norme Tecniche e della Circolare, senza essere contraddittoria della filosofia degli Eurocodici, sia di far riferimento al valore medio diviso per il fattore di confidenza e il fattore parziale senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, si da tenere conto della dispersione.

In altri termini si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min \left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

Si osservi che nei ponti, strutture spesso isostatiche o poco iperstatiche, il riferimento al valore medio f_m come valore di calcolo sarebbe certamente pericoloso, anche in considerazione del fatto che nel caso di crisi per carichi gravitazionali (al contrario di quanto accade nel caso di azioni cicliche proprie del sisma) la distinzione fra rottura fragile e rottura duttile è poco rilevante ai fini della salvezza delle vite umane. Si consideri anche che tendenzialmente nei ponti si deve raggiungere il livello di confidenza 3 e dunque FC risulta spesso pari all'unità.

Per quanto concerne la stima del valore f_k , un'adeguata valutazione conservativa della resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni n si effettua con la modalità di seguito descritta. Nell'ipotesi di distribuzione log-normale e tenendo conto dell'incertezza associata alla stima della media campionaria, dato il campione casuale $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio dolce e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{array} \right.$$

Avendo sottratto alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui calcolare il valore caratteristico, assumendo una distribuzione log-normale, come segue:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

2.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti

Sulla base de:

- i risultati delle prove effettuate sui materiali,
- le informazioni disponibili,
- i fattori di confidenza adottati e
- la procedura definita nelle linee guida ministeriali e ampiamente descritta al capitolo precedente;

si assumono per i materiali costituenti le strutture esistenti i seguenti valori di progetto.

L'analisi è condotta separatamente per:

- opera di prima realizzazione e primo ampliamento eseguito nel 2004 (qualora presente)
- singolo elemento strutturale.

Sottovia:	121T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	piedritti	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1.20	
γ_c	1.50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
ID 2	17.8	
R _c [MPa]	17.80	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	9.89	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	8.21	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	8.21	

Sottovia:	121T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	piedritti	
Materiale:	acciaio	
FC	1.20	
γ_c	1.15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 2		495.7
f_{yk} [MPa]	495.70	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	359.20	= $f_y / \gamma_M / FC$
f_d [MPa]	359.20	

3. PARAMETRI GEOTECNICI

Si riportano di seguito la stratigrafia e le caratteristiche del terreno di fondazione desunte dalle indagini geognostiche a disposizione.

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagini	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S18	1984	21+325	51.90	25.00	-
PB28	2016	21+050	54.50	20.00	TA(17)
PB29	2016	21+380	53.00	35.00	TA(32)
PZ-PB13	2016	21+480	52.50	10.00	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
 CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole

Figura 3-1 – Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	α_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
52.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 15.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella VI
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V

Figura 3-2 – Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

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

Figura 3-3 – Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E'_u (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

Figura 3-4 – Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---
γ_t	=peso di volume del terreno			CR	=angolo di resistenza al taglio					
c'	=coesione efficace			RR	=modulo di elasticità					
ϕ'	=angolo di resistenza al taglio			C_v	=coeff. di consolidazione verticale					
E'	=modulo di elasticità			C_u	=coesione non drenata					
σ'_{pre}	=tensione di preconsolid			E_u	= mod di elasticità in condiz non drenate					

Figura 3-5 – Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e sabbia (B)

Il piano di posa del sottovia scatolare e delle opere annesse è collocato a quota +50.98m s.l.m.m. circa. Le verifiche geotecniche sono condotte considerando, come terreno di fondazione, i parametri geotecnici dello strato A.

Per il terreno di riporto a tergo dei piedritti dello scatolare e dei muri di sostegno, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito: $\phi' = 35^\circ$

coesione: $c' = 0$

peso proprio: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

A favore di sicurezza, il livello della falda è impostato in corrispondenza dell'intradosso della fondazione.

4. SCATOLARE DI NUOVA REALIZZAZIONE

4.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO FEM

Il seguente modello di calcolo ad elementi finiti traduce l'opera nella sua globalità.

A favore di sicurezza, è stato realizzato un modello bidimensionale considerando un concio trasversale di lunghezza un metro e trascurando il contributo resistente degli elementi nella direzione longitudinale.

L'interazione terreno-struttura è definita mediante molle elastiche alla Winkler il cui valore è pari a:

$$k = E / B = 20000 \text{ kN/m}^2 / 5.70 \text{ m} = 3509 \text{ kN/m}^3$$

Le molle, applicate ai nodi interni della soletta inferiore, hanno una rigidezza che è funzione dell'area di influenza di ciascun nodo, generalmente 0.425m x 1.00m. Si ottiene:

- $k_v = 3509 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.425\text{m} \cdot 1.00\text{m} = 1491 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 746 \text{ kN/m}$.

Le molle di bordo hanno una rigidezza pari alla metà di quelle interne:

- $k_v = 1491 \text{ kN/m} / 2 = 746 \text{ kN/m}$;
- $k_h = \frac{1}{2} \cdot k_v = 373 \text{ kN/m}$.

Le solette di fondazione e i piedritti sono modellati con elementi beam di spessore 0.60m e base 1.00m, la soletta di copertura con elementi beam di spessore 0.50m e base 1.00m, aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che rappresentano.

Section Name	Material	Shape	t ₃ [m]	t ₂ [m]	Area [m ²]	I ₃₃ [m ⁴]
Soletta copertura	C32/40	Rectangular	0.5	1	0.5	0.0104
Piedritto sx	C32/40	Rectangular	0.6	1	0.6	0.0180
Piedritto dx	C32/40	Rectangular	0.6	1	0.6	0.0180
Soletta fondazione	C28/35	Rectangular	0.6	1	0.6	0.0180

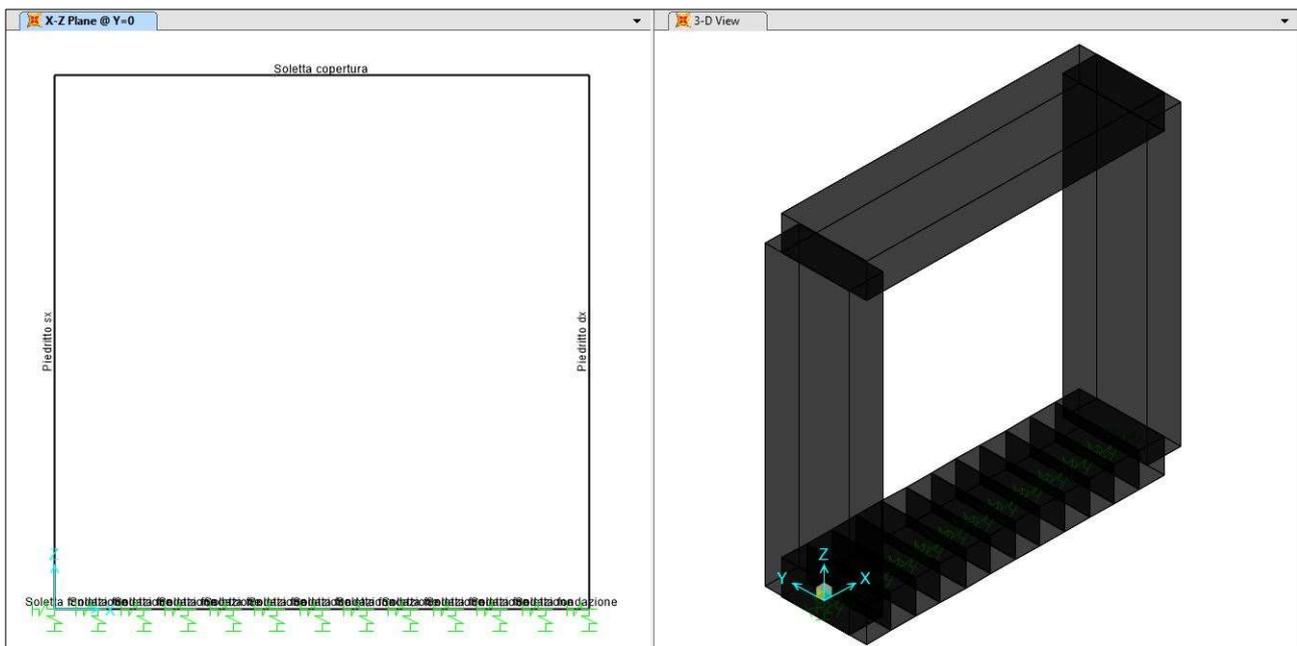


Figura 4-1 – Modello di calcolo ad elementi finiti

4.2 ANALISI DEI CARICHI

4.2.1 Peso proprio strutturale (DEAD)

Il peso proprio strutturale (DEAD LOAD) è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$).

4.2.2 Carico permanente non strutturale sopra la copertura

Si considerano agenti sulla copertura del tombino:

- il peso del pacchetto di pavimentazione: $p_{pav} = \gamma_{pav} \times h_{pav} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.15 \text{ m} = 2.20 \text{ kN/m}^2$
 (h_{pav} = spessore minimo della pavimentazione in corrispondenza della porzione di scatolare oggetto dell'analisi)

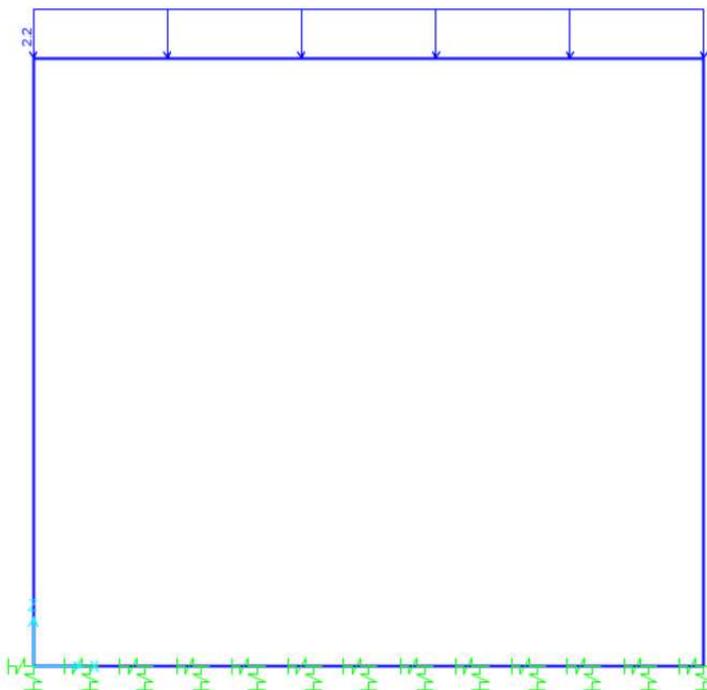


Figura 4-2 – Carico permanente non strutturale sopra la copertura

4.2.3 Spinta delle terre “a riposo”

Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato in accordo alla seguente espressione:

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi') = 0.426$$

dove:

$\varphi' = 35^\circ$, angolo di resistenza al taglio del terreno.

Spinta delle terre per verifiche strutturali

z [m]	σ_{vo}' [kN/mq]	σ_{ho}' [kN/mq]	
0	0.00	0.00	in corrispondenza del P.C.
0.36	7.20	3.07	in corrispondenza della copertura
5.01	100.20	42.73	in corrispondenza della fondazione
F1conc [kN/m]	0.50	Forza concentrata in corrispondenza della copertura	
F2conc [kN/m]	13.20	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione	

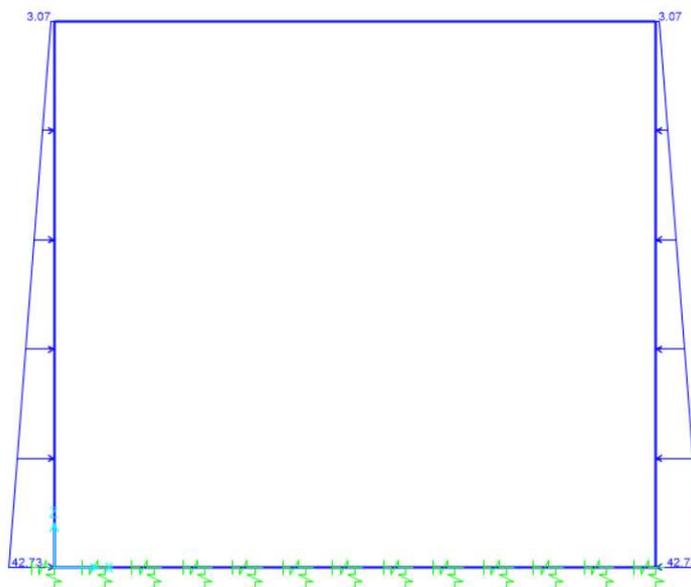


Figura 4-3 – Spinta delle terre sui piedritti

4.2.4 Azione del traffico

Si considera lo “Schema di carico 1” riportato al cap.5.1.3.3 delle NTC2018 e costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato pari a 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}), come mostrato in figura.

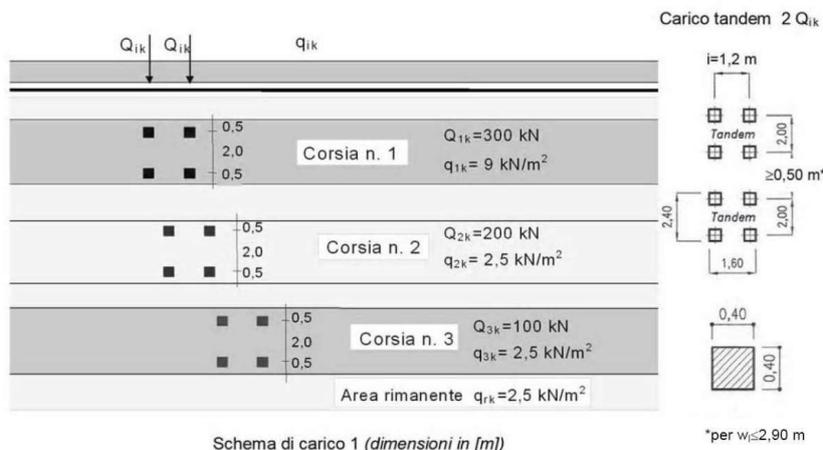


Figura 4-4 – Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

Le intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie sono riassunte nella seguente tabella.

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 4-5 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

Le impronte di carico sono diffuse fino al piano medio della soletta di copertura.

Altezza ricoprimento: $h_1 = 0.11\text{m}$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 0.50\text{m}$

Angolo diffusione pressioni nel ricoprimento: $\alpha_1 = 30^\circ$

Angolo diffusione pressioni nella copertura: $\alpha_2 = 45^\circ$

Larghezza diffusione singola impronta:

$$B_{\text{diff}} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 1.027\text{m}$$

Lunghezza diffusione:

$$L_{\text{diff}} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) \text{ m} = 1.027\text{m}$$

Considerato che:

$$B_{\text{diff}} / 2 = 0.51\text{m} < B_{\text{sc1}} / 2 = 0.60\text{m} \quad (\text{con } B_{\text{sc1}} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione X trasversale allo scatolare})$$

$$L_{\text{diff}} / 2 = 0.51\text{m} < L_{\text{sc1}} / 2 = 1.00\text{m} \quad (\text{con } L_{\text{sc1}} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione Y parallela allo scatolare})$$

non si ha, quindi, sovrapposizione dei carichi relativi alle singole impronte nelle direzioni X e Y.

$$B_{\text{diff}}^* = B_{\text{diff}} = 1.027\text{m}$$

$$L_{\text{diff}}^* = L_{\text{diff}} = 1.027\text{m}$$

La pressione diffusa dei carichi concentrati (TS) è, dunque, pari a:

$$q_{\text{TS}} = Q_{\text{ik}} \times (B_{\text{diff}}^* \times L_{\text{diff}}) = 150\text{kN} / (1.027\text{m} \times 1.027\text{m}) = 142.21\text{kN/m}^2$$

La pressione del carico distribuito (UDL) è pari a:

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

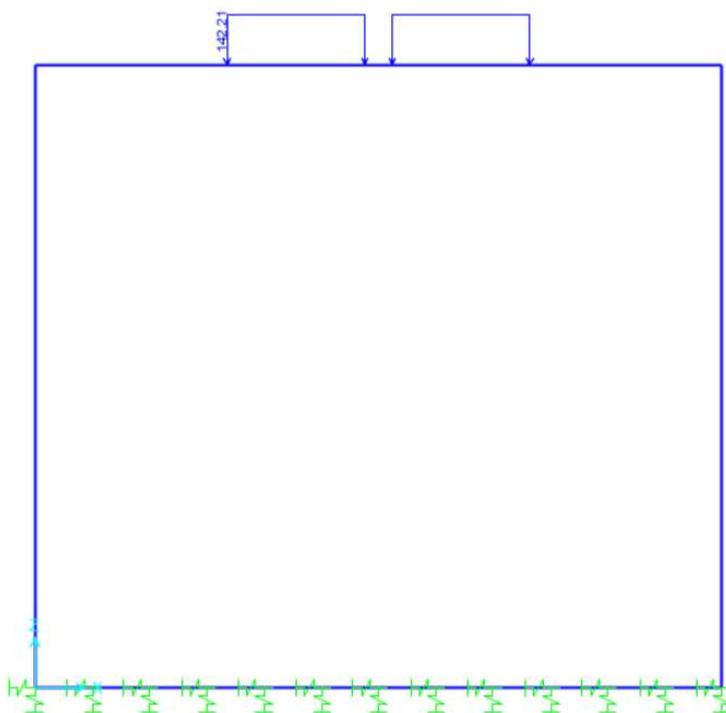


Figura 4-6 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso - disposizione per la massimizzazione del momento flettente in campata (TS).

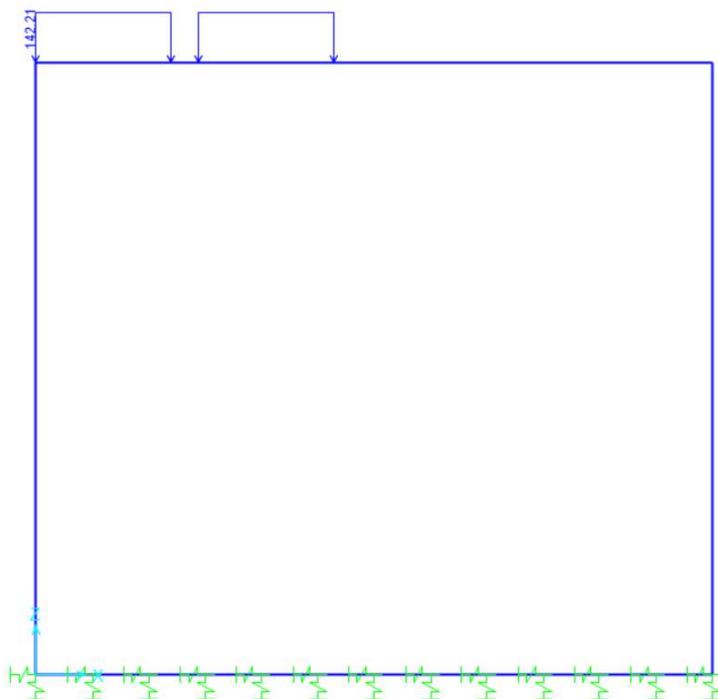


Figura 4-7 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso - disposizione per la massimizzazione del taglio in campata appoggio (TS).

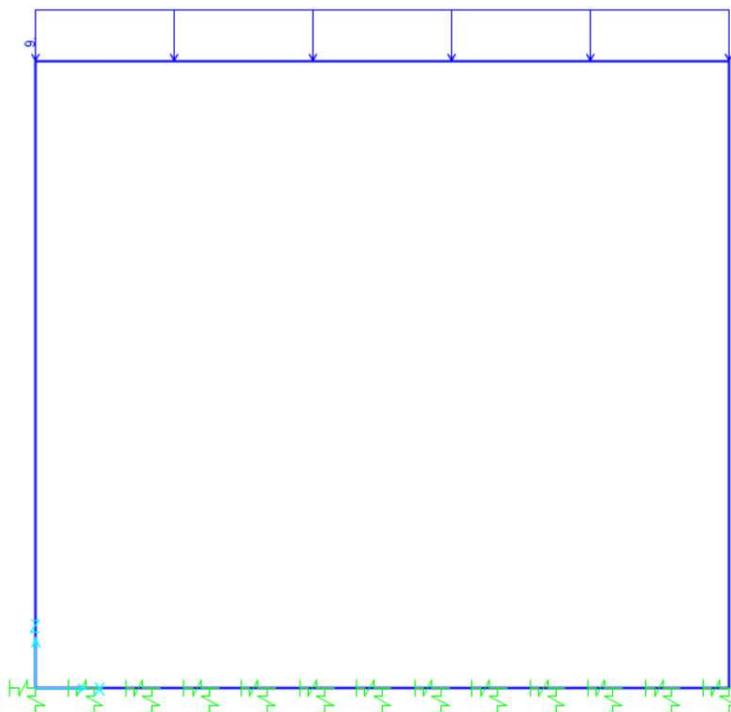


Figura 4-8 – Sovraccarico da traffico distribuito (UDL).

4.2.5 Frenatura

Si fa riferimento al cap.5.1.3.5 delle NTC2018.

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

L'azione di frenatura/accelerazione può essere schematizzata come un carico uniformemente distribuito in direzione orizzontale e agente sulla soletta superiore dello scatolare.

Larghezza della corsia: $w_1 = 3.00 \text{ m}$

Lunghezza zona caricata: $L = 5.7 \text{ m}$

$$180 \text{ kN} \leq [q_3 = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L] \leq 900 \text{ kN}$$

Larghezza collaborante: $B_{fren} = 20.50\text{m}$

$$q_{fren} = q_3 / (L \times B_{fren}) = 3.21 \text{ kN/m/m}$$

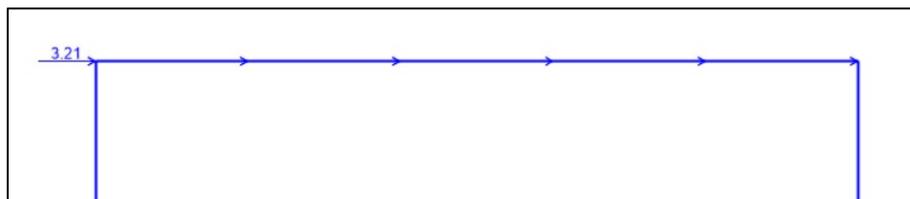


Figura 4-9 – Frenatura

4.2.6 Sovraccarico spingente laterale del traffico

L'effetto dei carichi da traffico sul rilevato si ottiene considerando che il carico tandem agisca a livello della pavimentazione su un'impronta di dimensioni (2.20m x 3.00m) e che si diffonda all'interno del rilevato. In considerazione della disposizione trasversale delle colonne di carico che risultano affiancate, si considera una larghezza di diffusione pari a 3.00m.

Spinta laterale dovuta a LM1		
$2 \cdot Q_{ik}$ [kN]	600	Carico tandem
q_{UDL} [kN/mq]	9	Carico sulla copertura dovuto a UDL
a_0 [m]	2.2	Impronta di carico in corrispondenza del P.C. (v. Par. C5.1.3.3.5.1 - Circolare 21/01/2019)
b_0 [m]	3	
p_0 [kN/mq]	99.91	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
σ_0 [kN/mq]	42.60	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.
a_1 [m]	2.41	Impronta di carico in corrispondenza della copertura
b_1 [m]	3.42	
p_1 [kN/mq]	81.95	Pressione verticale in corrispondenza della copertura
σ_1 [kN/mq]	34.95	Pressione orizzontale in corrispondenza della copertura
a_2 [m]	5.09	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione
b_2 [m]	8.79	
p_2 [kN/mq]	22.41	Pressione verticale in corrispondenza della fondazione
σ_2 [kN/mq]	9.56	Pressione orizzontale in corrispondenza della fondazione
a_{F1} [m]	2.34	Impronta di carico in corrispondenza della copertura (F1)
b_{F1} [m]	3.27	
F1conc [kN/m]	9.33	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
a_{F2} [m]	5.18	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione (F2)
b_{F2} [m]	8.96	
F2conc [kN/m]	2.81	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione

Figura 4-10 – Calcolo sovraccarico laterale del traffico

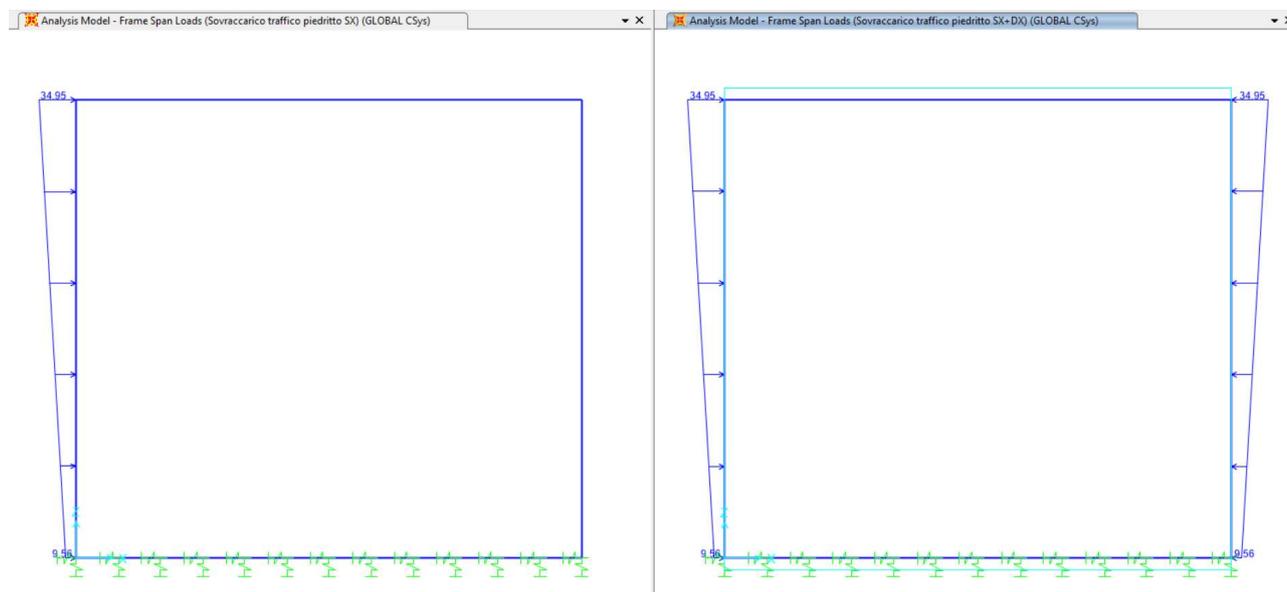


Figura 4-11 – Distribuzione spinta laterale da traffico su un piedritto e su entrambi

4.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche

La sovraspinta indotta dal sisma si calcola con il metodo di Wood e la seguente espressione:

$$\Delta_P = a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale formula è valida per terreni in assenza di falda e per manufatti di altezza contenuta, come nel caso in esame.

Risulta:

$$\Delta_P = 0.216 \times 1.62 \times 20\text{kN/m}^3 \times 5.20\text{m} = 36.29\text{kN/m/m}$$

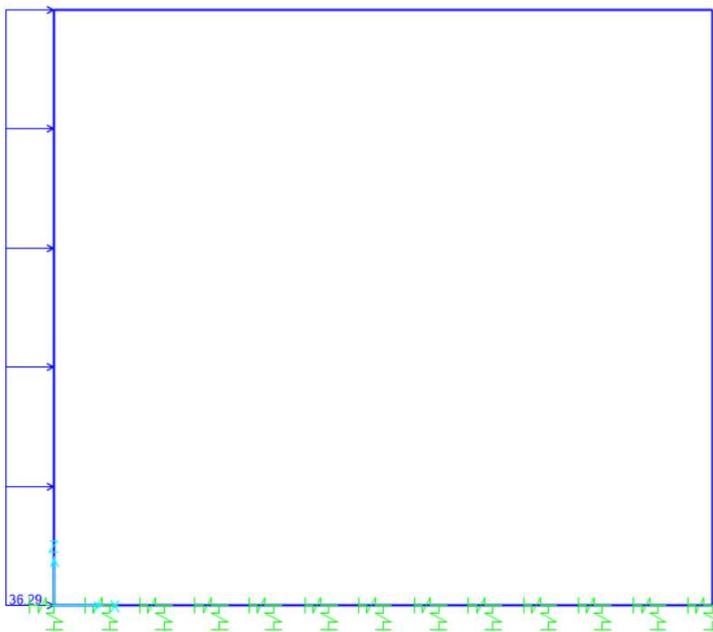


Figura 4-12 – Sovraspinta sismica (Wood) in direzione +X

4.2.8 Forze d'inerzia strutturali

Le forze di inerzia strutturali, legate all'evento sismico, sono conteggiate automaticamente dal programma di calcolo applicando alla massa degli elementi strutturali l'accelerazione massima orizzontale di progetto:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g = 1.62 \times 1.00 \times 0.216g = 0.349g$$

Si trascura la componente verticale.

4.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2018).

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

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

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

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

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

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

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

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

4.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza e coefficienti di combinazione

I coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 4-13 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2018)

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 4-14 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (Tab.5.1.V delle NTC2018)

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 4-15 – Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2018)

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 4-16 – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2018)

4.3.2 Gruppi di carico

Le azioni riconducibili ai carichi da traffico sono accorpate in gruppi di azioni sulla base di quanto riportato nella seguente tabella.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali	
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura 4-17 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico (tab.5.1.IV delle NTC2018)

Nel caso in esame si fa riferimento unicamente ai seguenti gruppi di azioni:

- Gruppo di azioni 1: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore caratteristico;
- Gruppo di azioni 2a: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore frequente ($0.75 \times Q_{1k} + 0.4 \times q_{1k}$) insieme alla frenatura in valore caratteristico.

4.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di calcolo considerate nelle analisi.

STATO LIMITE ULTIMO	SLU_1	SLU_2	SLU_3	SLU_4	SLU_5	SLU_6	SLU_7	SLU_8-12	SLU_9-13	SLU_10-14
Dead	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35
Spinte terre	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Traffico_TS								1,35	1,35	1,35
Traffico_UDL								1,35	1,35	1,35
Frenamento										
Sovraccarico spingente piedritto SX				1,35	1,35			1,35		
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX						1,35	1,35		1,35	
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)										
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)										

STATO LIMITE ULTIMO	SLU_11-15	SLU_16	SLU_17	SLU_18	SLU_19	SLU_20	SLU_21	SLU_22-24	SLU_23-25
Dead	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1,35
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1,35	1	1,35	1	1,35	1	1,35	1,35	1,35
Spinte terre	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Traffico_TS	1,35							1,01	1,01
Traffico_UDL	1,35							1,01	1,01
Frenamento		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sovraccarico spingente piedritto SX				1,01	1,01			1,01	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX						1,01	1,01		1,01
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)									
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)									

STATO LIMITE ULTIMO - SLV	SLV_1	SLV_2-7	SLV_3-8	SLV_4-9	SLV_5	SLV_6
Dead	1	1	1	1	1	1
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1	1
Traffico_TS		0,2	0,2	0,2		
Traffico_UDL		0,2	0,2	0,2		
Frenamento						
Sovraccarico spingente piedritto SX			0,2		0,2	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX				0,2		0,2
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)	1	1	1	1	1	1
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)	1	1	1	1	1	1

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. RARA - Q	RARA_1	RARA_2	RARA_3	RARA_4-7	RARA_5-8	RARA_6-9	RARA_10	RARA_11	RARA_12	RARA_13-15	RARA_14-16
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico_TS				1	1	1				0,75	0,75
Traffico_UDL				1	1	1				0,75	0,75
Frenamento							1	1	1	1	1
Sovraccarico spingente piedritto SX		1		1				0,75		0,75	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX			1		1				0,75		0,75
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)											
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)											

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. FREQ	FREQ_1	FREQ_2	FREQ_3	FREQ_4-7	FREQ_5-8	FREQ_6-9	FREQ_10	FREQ_11	FREQ_12-14	FREQ_13-15
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Traffico_TS				0,75	0,75	0,75			0,2	0,2
Traffico_UDL				0,4	0,4	0,4			0,2	0,2
Frenamento							0,75	0,75	0,75	0,75
Sovraccarico spingente piedritto SX		0,75		0,75			0,2		0,2	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX			0,75		0,75			0,2		0,2
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)										
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)										

STATO LIMITE DI ESERCIZIO - COMB. RARA - QP	QP_1	QP_2	QP_3	QP_4-6	QP_5-7
Dead	1	1	1	1	1
Pavimentazione+terreno ricoprimento	1	1	1	1	1
Spinte terre	1	1	1	1	1
Traffico_TS				0,2	0,2
Traffico_UDL				0,2	0,2
Frenamento					
Sovraccarico spingente piedritto SX		0,2		0,2	
Sovraccarico spingente piedritto SX+DX			0,2		0,2
Sovrappinta sismica WOOD (dir. x)					
Inerzie sismiche strutturali (dir. x)					

Si specifica che la presenza di n.2 combinazioni nella stessa colonna è legata alla diversa posizione di applicazione del carico “*Traffico_TS*” all’interno del modello di calcolo:

- centrato per massimizzare, in particolar modo, il momento flettente sulla soletta di copertura;
- prossimo all’appoggio per massimizzare, in particolar modo, il taglio sulla soletta di copertura.

4.5 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO E VERIFICHE

4.5.1 Premessa

I capitoli seguenti illustrano:

- l'andamento delle sollecitazioni flettenti, di taglio e assiale per l'involuppo delle combinazioni di calcolo SLU-SLV;
- le verifiche sezionali;

per ciascuno dei principali elementi strutturali che costituiscono il tombino. In particolare: piedritti, soletta di copertura e soletta di fondazione.

4.5.2 Sollecitazioni di calcolo sugli elementi strutturali

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni flettenti, di taglio e assiali per l'involuppo delle combinazioni di calcolo SLU-SLV.

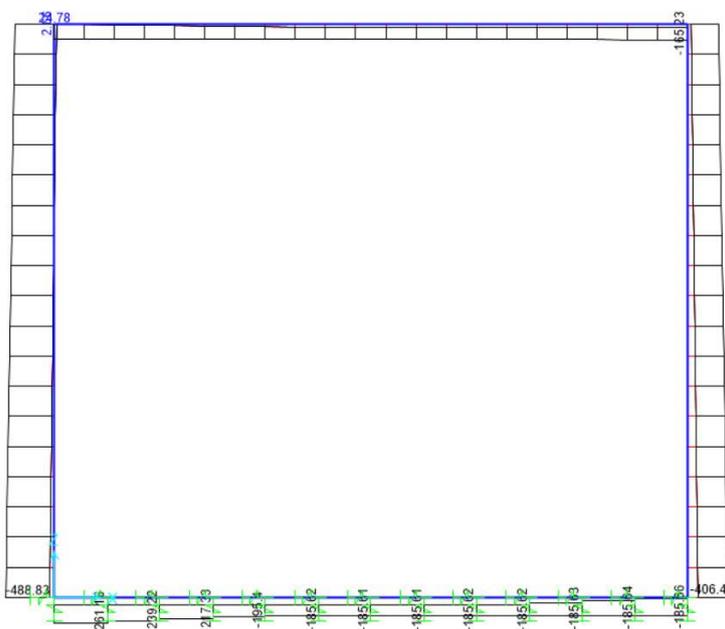


Figura 4-18 – Diagramma delle sollecitazioni assiali per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

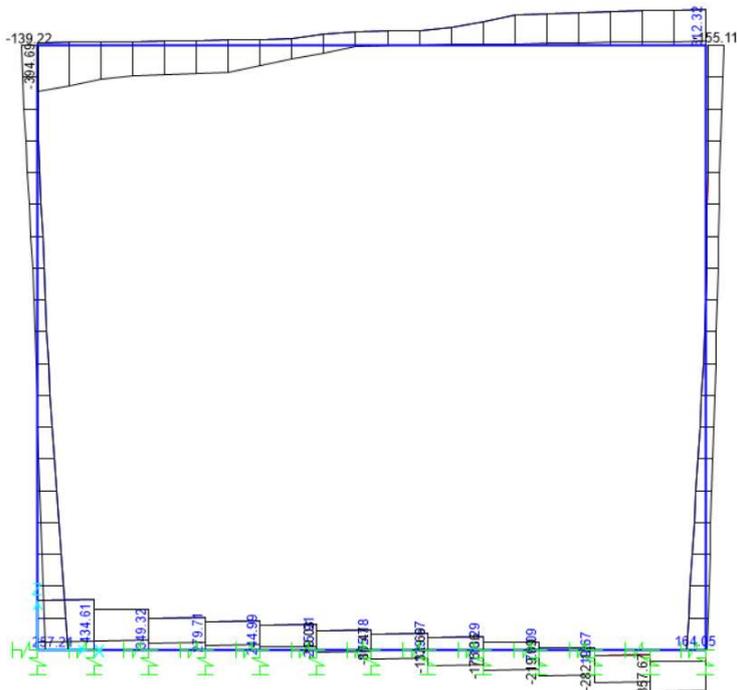


Figura 4-19 – Diagramma delle sollecitazioni di taglio per ENV-SLU/SLV (valori in kN/m)

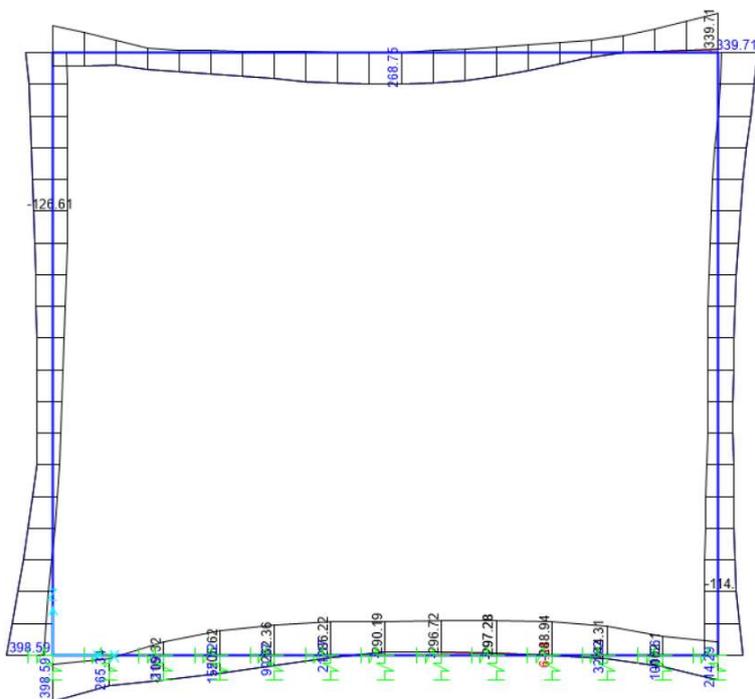


Figura 4-20 – Diagramma dei momenti flettenti per ENV-SLU/SLV (valori in kNm/m)

4.5.3 Verifiche di resistenza

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche sezionali condotte secondo i dettami contenuti nelle NTC 2018.

Soletta di copertura

Soletta superiore - appoggio						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} = 40$	N/mm ²	$f_{ck} = 32$	N/mm ²	
$\gamma_c = 1.5$		$\alpha_{cc} = 0.85$		$f_{cd} = 18.13$	N/mm ²	
		$E_c = 33346$	N/mm ²	$f_{ctm} = 3.02$	N/mm ²	
Acciaio	B450C	$E_s = 200000$	N/mm ²	$f_{yk} = 450$	N/mm ²	
$\gamma_s = 1.15$		$\varepsilon'_{se} = 1.96$		$f_{yd} = 391.30$	N/mm ²	
Caratteristiche geometriche della sezione						
B = 1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_e (mm ²)	y (mm)
H = 500	mm altezza		5	18	1272	60
c = 35	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			5	18	1272	440
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	2545	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro paramento	25.79	-225.07	327.50	-414.60	1.84
Taglio						
$\phi_{staffe} = 12$	mm	$\alpha = 90$	° inclinazione staffa			
$n_b = 2.5$	n° braccia	$s = 200$	mm passo			
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro paramento	250.57	546.46	1235.19	546.46	1.67
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} = 19.20$	N/mm ²			
		$\sigma_{s,max} = 360.00$	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} = 14.40$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	incastro paramento	28.54	-166.72	4.89	161.80	
ENV-QP	incastro paramento	28.54	-48.27	1.44	43.10	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Molto aggressive		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} = 0.2$	mm			
		$\sigma_s = 191$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro paramento	28.54	-127.38	3.74	122.40	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} = 0.2$	mm			
		$\sigma_s = 191$	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	28.54	-48.27	1.44	43.10	

Soletta superiore - mezzeria							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	18.13	N/mm ²
		$E_c =$	33346	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.02	N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza		10	18	2545	60
c =	35	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione				10	18	2545	440
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	5089	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	
ENV-SLU	mezzeria	25.79	268.74	0.00	414.60	1.54	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} [kN]	
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-	-	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara	$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm ²				
	$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²				
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm ²				
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-RARA	mezzeria	28.44	195.83	5.74	191.00		
ENV-QP	mezzeria	28.44	53.13	1.58	47.98		
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap. 4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali	Molto aggressive		armatura	poco sensibile			
Comb. Frequente	$w_{lim} =$	0.2	mm				
	$\sigma_s =$	191	N/mm ²				
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
FREQ	mezzeria	28.44	145.86	4.28	140.90		
Comb. Quasi permanente	$w_{lim} =$	0.2	mm				
	$\sigma_s =$	191	N/mm ²				
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]		
ENV-QP	mezzeria	28.44	53.13	1.58	47.98		

Soletta di fondazione

Soletta inferiore - appoggio						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm ²	f _{ck} =	28 N/mm ²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm ²
		E _c =	32308	N/mm ²	f _{ctm} =	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm ²	f _{yk} =	450 N/mm ²
γ _s =	1.15	ε' _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm ²)
H =	600	mm altezza		5	20	1571
c =	40	mm coprifer.				-
N _{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro paramento	74.58	294.96	431.98	336.80	1.14
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	5	n° braccia	s =	200	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro paramento	208.61	664.71	1314.68	664.71	1.54
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		σ _{c,max} =	16.80	N/mm ²		
		σ _{s,max} =	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		σ _{c,max} =	12.60	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-RARA	incastro paramento	76.97	183.17	5.06	215.20	
ENV-QP	incastro paramento	76.97	147.75	4.09	169.10	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	ordinarie		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		w _{lim} =	0.4	mm		
		σ _s =	240	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
FREQ	incastro paramento	79.97	73.11	2.04	72.08	
Comb. Quasi permanente		w _{lim} =	0.3	mm		
		σ _s =	222	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	76.97	147.75	4.09	169.10	

Soletta inferiore - mezzeria						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	$R_{ck} =$	35	N/mm ²	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	15.87 N/mm ²
		$E_c =$	32308	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)
H =	600	mm altezza		5	20	1571
c =	40	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Ed}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	M_{Ed}
ENV-SLU	mezzeria	128.66	-296.71	229.93	-350.00	1.18
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	V_{Ed}
ENV-SLU	mezzeria	208.61	664.71	1314.68	664.71	2.89
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	16.80	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	12.60	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-RARA	mezzeria	76.96	-170.89	4.73	199.20	
ENV-QP	mezzeria	76.96	-70.85	1.98	69.15	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	ordinarie		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.4	mm		
		$\sigma_s =$	240	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-FREQ	mezzeria	76.96	-147.42	4.08	168.70	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-QP	incastro paramento	76.96	-70.85	1.98	69.15	

Piedritto

Piedritto - appoggio						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	18.13 N/mm ²
		$E_c =$	33346	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.02 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ϕ (mm)	A_s (mm ²)
H =	600	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						539
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	3142 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro sol. inf.	51.06	306.59	231.74	336.70	1.10
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	incastro sol. inf.	219.07	335.47	1516.56	335.47	1.45
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	incastro sol. inf.	76.14	227.11	6.13	269.60	
ENV-QP	incastro sol. inf.	76.14	88.31	2.41	90.93	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	aggressive		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	incastro sol. inf.	76.14	180.25	3.95	164.70	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm		
		$\sigma_s =$	182	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	incastro sol. inf.	76.14	88.31	2.41	90.93	

Piedritto - mezzeria						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	18.13 N/mm ²
		$E_c =$	33346	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.02 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)
H =	600	mm altezza		5	20	1571
c =	35	mm coprifer.				-
N_{Ed} positivo di compressione				5	20	1571
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione						
y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	3142	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
ENV-SLU	mezzeria	3.92	-126.50	0.00	-334.00	2.64
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-	-
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-RARA	mezzeria	29.41	-66.01	1.79	76.17	
ENV-QP	mezzeria	29.41	-18.84	0.52	15.63	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	aggressive		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	222	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-FREQ	mezzeria	29.41	-81.50	2.20	96.13	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm		
		$\sigma_s =$	182	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	σ_c	σ_s	
		[kN]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
ENV-QP	mezzeria	29.41	-18.84	0.52	15.63	

4.5.4 Verifica delle pressioni sul terreno

Si riporta la verifica delle pressioni sul terreno al di sotto della soletta di fondazione.

Dal modello di calcolo si estrapolano le reazioni in corrispondenza dei nodi della soletta inferiore che, divise per le aree di influenza, consentono di ottenere la pressione media agente sul terreno sottostante.

Reazioni di calcolo massime [kN]	Area di influenza [mq]	Pressioni sul terreno
63.0	0.21	296.5
57.3	0.21	269.6
116.4	0.43	273.9
107.0	0.43	251.8
97.5	0.43	229.4
88.3	0.43	207.7
79.0	0.43	185.8
70.0	0.43	164.7
77.1	0.43	181.3
84.3	0.43	198.3
91.8	0.43	215.9
99.2	0.43	233.5
107.0	0.43	251.7
	media	227.7

Figura 4-21 – Pressione agente sul terreno di fondazione

Si confronta tale valore con la portata limite, ottenuta considerando:

- l'Approccio 2 definito al cap.6.4.2 delle NTC2018;
- i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018.

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE		
Dimensioni geometriche fondazione		
Profondità di scavo	D [m]	5.31
Profondità della falda	a [m]	0.00
	L [m]	5.50
	B [m]	5.70
	e _L [m]	0.00
	e _B [m]	0.00
	L' [m]	5.50
	B' [m]	5.70
Parametri geotecnici terreno di fondazione		
Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20
	γ_w [kN/m ³]	9.81
	γ'_1 [kN/m ³]	10.19
Peso sommerso del terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Set di coefficienti parziali		M1
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi}$ [kN/m ³]	20
Peso sommerso del terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi}$ [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito fattorizzato	ϕ'_{Mi} [°]	26
	ϕ'_{Mi} [rad]	0.45
Coesione efficace fattorizzata	c'_{Mi} [kN/m ²]	0
Fattori di capacità portante		
	N _v	12.54
	N _c	22.25
	N _q	11.85
Fattori di forma		
(per forma rettangolare)	s _v	0.59
	s _c	1.55
	s _q	1.51
Fattori di profondità		
(per $\phi' > 0$)	d _v	1.00
	d _c	1.31
	d _q	1.29
Fattori di inclinazione del carico		
(per c' > 0 e $\phi' > 0$)	m _B	1.49
	m _t	1.51
	θ [°]	90
	m	1.49
	i _v	1.00
	i _c	1.00
	i _q	1.00
Fattori di inclinazione del piano di posa		
	b _v	1.00
	b _c	1.00
	b _q	1.00
Fattori di inclinazione del piano campagna		
	w [°]	0
	g _v	1.00
	g _c	1.00
	g _q	1.00
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale		
	q _{lim} [kN/m ²]	2631
Set di coefficienti parziali		R3
	γ_R	2.30
q = q _{lim} / γ_R	q [kN/m ²]	1144
pressione media da modello FEM	qEd [kN/m ²]	228
	FS	5.02
		(>1)

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE		
Dimensioni geometriche fondazione		
	D [m]	5.31
	L [m]	5.50
	B [m]	5.70
	e _L [m]	0.00
	e _B [m]	0.00
	L' [m]	5.50
	B' [m]	5.70
Parametri geotecnici terreno di fondazione		
Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	10.19
Angolo d'attrito	φ' [°]	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Coesione non drenata	c_u [kN/m ²]	54
Set di coefficienti parziali		M1
Peso proprio del terreno di riporto	γ_{1_Mi} [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_{2_Mi} [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito fattorizzato	$\varphi'_{_Mi}$ [°]	26
	$\varphi'_{_Mi}$ [rad]	0.45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{_Mi}$ [kN/m ²]	0
Coesione non drenata fattorizzata	c_{u_Mi} [kN/m ²]	54
Fattori di capacità portante		
	N_γ	0.00
	N_c	5.14
	N_q	1.00
Fattori di forma (per forma rettangolare)		
	s_γ	0.59
	s_c	1.20
	s_q	1.51
Fattori di profondità (per $\varphi'=0$)		
	d_γ	1.00
	d_c	1.37
	d_q	1.00
Fattori di inclinazione del carico (per $\varphi'=0$)		
	m_B	1.49
	m_L	1.51
	θ [°]	90
	m	1.49
	i_γ	1.00
	i_c	1.00
	i_q	1.00
Fattori di inclinazione del piano di posa		
	b_γ	1.00
	b_c	1.00
	b_q	1.00
Fattori di inclinazione del piano campagna		
	w [°]	0
	g_γ	1.00
	g_c	1.00
	g_q	1.00
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale		
	q_{lim} [kN/m ²]	618
Set di coefficienti parziali		R3
	γ_R	2.30
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	269
pressione media da modello FEM	qEd [kN/m ²]	228
	FS	1.18
		(>1)

4.5.5 Verifica di deformabilità

La freccia massima della soletta superiore non deve superare il valore di 1/500 della luce, soggetta all'azione dei carichi da traffico.

Si riporta a seguire il massimo valore dell'abbassamento riscontrato nella combinazione di carico in esame.

Valore spostamento limite: $u_{lim} = L_{netta}/500 = 4500/500 = 9.00 \text{ mm}$

Condizione di carico: Traffico TS – M_{MAX}

Deformata relativa: $\Delta u = 0.96 \text{ mm} < u_{lim}$ la verifica risulta soddisfatta

La verifica è condotta considerando anche lo spostamento ottenuto per l'involuppo delle combinazioni di carico SLE – Quasi Permanente.

Deformata relativa: $\Delta u = 0.3 \text{ mm} < u_{lim}$ la verifica risulta soddisfatta

5. CORDOLI

5.1 CORDOLO PORTA SICURVIA E FOA – LATO SUD

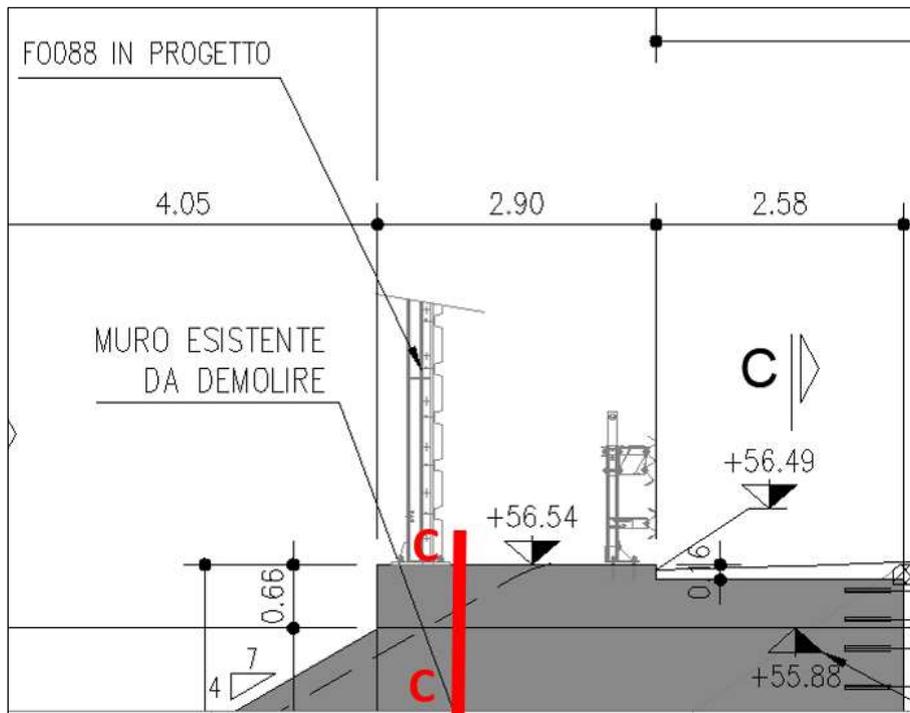


Figura 5-1 – Cordolo porta sicurvia

5.1.1 Caratteristiche geometriche

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE				
B	0.90	[m]	larghezza cordolo	
Sp soletta copert.	0.66	[m]	spessore soletta di copertura	
H - SEZ. A-A	0.00	[m]	altezza di verifica (Sezione A-A)	
H - SEZ. B-B	0.00	[m]	altezza di verifica (Sezione B-B)	
H - SEZ. C-C	0.33	[m]	altezza di verifica (Sezione C-C)	
i	1.50	[m]	interasse montanti sicurvia	
H sicurvia	1.60	[m]	altezza sicurvia	
H FOA	6.50	[m]	altezza FOA	
Aggetto FOA	5.50	[m]	aggetto FOA	
L1	0.35	[m]	lunghezza piastra ancoraggio sicurvia	
L2	0.40	[m]	lunghezza piastra ancoraggio FOA	
L3	0.48	[m]	larghezza piastra ancoraggio FOA	
P _s	0.00	[kN]	peso proprio sicurvia	

FOA TIPO 6 - H=6.50m+5.5m (soll. per montanti tratto CORREN	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)
1: Peso proprio strutturale	0.00	19.90	15.50
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti	0.00	31.30	27.90
3: Vento (da ricettore verso fonte rumore)	-52.20	13.60	292.60
4: Vento (da fonte rumore verso ricettore)	53.00	-17.30	-326.80
5: Neve	0.00	7.00	15.30
6: Pressione dinamica veicolare	35.70	-11.70	-220.20
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15.00	0.00	-22.50
8: Sisma	0.00	0.00	0.00

5.1.2 Analisi dei carichi

ANALISI DEI CARICHI									
(C1): Pesi propri - strutturali e non (peso proprio cordolo + sicurvia)									
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C			
N _{Ed}	[kN/m]		N _{Ed}	[kN/m]		V _{Ed}	66.05	[kN/m]	
M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	13.68	[kNm/m]	
(C5): Vento su FOA									
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C			
N _{Ed}	[kN/m]		N _{Ed}	[kN/m]		N _{Ed}	-53.00	[kN/m]	
V _{Ed}	[kN/m]		V _{Ed}	[kN/m]		V _{Ed}	17.30	[kN/m]	
L _{diff}	[m]		L _{diff}	[m]		L _{diff}	1.96	[m]	
M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	-175.66	[kNm/m]	
(C6): Pressione dinamica veicolare									
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C			
N _{Ed}	[kN/m]		N _{Ed}	[kN/m]		N _{Ed}	-35.70	[kN/m]	
V _{Ed}	[kN/m]		V _{Ed}	[kN/m]		V _{Ed}	11.70	[kN/m]	
L _{diff}	[m]		L _{diff}	[m]		L _{diff}	1.96	[m]	
M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	-118.36	[kNm/m]	
(C7): Pressione dinamica da rimozione neve									
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C			
N _{Ed}	[kN/m]		N _{Ed}	[kN/m]		N _{Ed}	-15.00	[kN/m]	
V _{Ed}	[kN/m]		V _{Ed}	[kN/m]		V _{Ed}	0.00	[kN/m]	
L _{diff}	[m]		L _{diff}	[m]		L _{diff}	1.96	[m]	
M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	-14.01	[kNm/m]	
(CS1) Inerzie strutturali e non									
SEZIONE A-A			SEZIONE B-B			SEZIONE C-C			
V _{Ed}	[kN/m]		V _{Ed}	[kN/m]		N _{Ed}	-23.05	[kN/m]	
braccio cordolo	[m]		braccio cordolo	[m]		braccio cordolo	0.33	[m]	
braccio FOA	[m]		braccio FOA	[m]		braccio FOA	6.33	[m]	
braccio sicurvia	[m]		braccio sicurvia	[m]		braccio sicurvia	1.13	[m]	
M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	[kNm/m]		M _{Ed}	-114.81	[kNm/m]	

5.1.3 Sollecitazioni di calcolo

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO									
Carico	SLU - 2	SLU - 3	SLU - 4	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
C1	1.00	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C5	1.50	0.90	1.50	0.00	0.60	1.00	0.00	0.20	0.00
C6	0.90	1.50	0.90	0.20	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SEZIONE A-A									
Comb.	SLU - 2	SLU - 3	SLU - 4	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	14.72	33.44	30.08	48.86	29.12	25.13	42.43	45.40	48.86
M _{Ed} [kNm/m]	572.92	536.74	585.94	77.28	363.62	421.82	170.44	127.55	77.28
V _{Ed} [kN/m]	111.63	101.25	111.63	7.14	67.50	79.78	26.78	17.74	7.14
SEZIONE B-B									
Comb.	SLU - 2	SLU - 3	SLU - 4	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	14.72	33.44	30.08	48.86	29.12	25.13	42.43	45.40	48.86
M _{Ed} [kNm/m]	572.92	536.74	585.94	77.28	363.62	421.82	170.44	127.55	77.28
V _{Ed} [kN/m]	111.63	101.25	111.63	7.14	67.50	79.78	26.78	17.74	7.14
SEZIONE C-C									
Comb.	SLU - 2	SLU - 3	SLU - 4	ECC - 1	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
N _{Ed} [kN/m]	-111.63	-101.25	-111.63	-7.14	-67.50	-79.78	-26.78	-17.74	-7.14
M _{Ed} [kNm/m]	-356.33	-317.85	-352.23	-9.99	-210.08	-250.75	-75.09	-45.13	-9.99
V _{Ed} [kN/m]	102.53	118.99	122.35	68.39	88.13	92.13	74.83	71.85	68.39

5.1.4 Verifiche

Soletta di copertura (Connessione con cordolo) - Sezione C-C						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C32/40	$R_{ck} =$	40	N/mm ²	$f_{ck} =$	32 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	18.13 N/mm ²
		$E_c =$	33346	N/mm ²	$f_{ctm} =$	3.02 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\varepsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)
H =	660	mm altezza		10	16	2011
c =	35	mm coprifer.				35
N_{Ed} positivo di compressione				5	16	1005
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore						625
					Σ	3016 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
ENV-SLU	Sezione C-C	-111.63	-356.33	122.35	-442.10	1.24
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	12	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2.5	n° braccia	$s =$	400	mm passo	
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
ENV-SLU	Sezione C-C	253.85	-	-	253.85	2.07
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	19.20	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	14.40	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-RARA	Sezione C-C	-79.78	-250.75	4.69	234.90	
ENV-QP	Sezione C-C	-7.14	-9.99	0.18	10.27	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali		Molto aggressive		armatura	poco sensibile	
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.2	mm		
		$\sigma_s =$	182	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-FREQ	Sezione C-C	-26.78	-75.09	1.40	71.01	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.2	mm		
		$\sigma_s =$	182	N/mm ²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
ENV-QP	Sezione C-C	-7.14	-9.99	0.18	10.27	

6. STRUTTURE ESISTENTI

6.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta l'analisi strutturale della porzione di sottovia scatolare esistente.

Per quanto non meglio specificato, si fa riferimento a quanto esposto nei capitoli precedenti. In particolare per:

- le caratteristiche generali dell'opera;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali;
- la caratterizzazione sismica;
- i criteri generali e le metodologie di verifica;
- le combinazioni di calcolo e i coefficienti di combinazione;
- la definizione del modello di calcolo ad elementi finiti.

6.2 ANALISI DEI CARICHI

6.2.1 Peso proprio strutturale (DEAD)

Il peso proprio strutturale (DEAD LOAD) è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$).

6.2.2 Carico permanente non strutturale sopra la copertura

Si considerano agenti sulla copertura dello scatolare (si è considerato il ricoprimento medio su tutto lo sviluppo dello scatolare esistente):

- il peso del pacchetto di pavimentazione: $p_{pav} = \gamma_{pav} \times h_{pav} = 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$
 (h_{pav} = spessore minimo della pavimentazione in corrispondenza della porzione di scatolare oggetto dell'analisi)

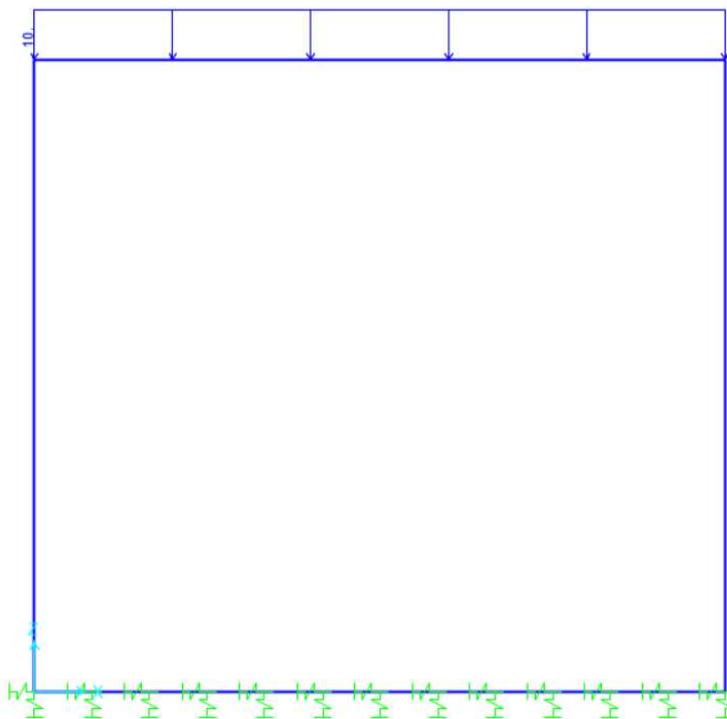


Figura 6-1 – Carico permanente non strutturale sopra la copertura

6.2.3 Spinta delle terre “a riposo”

Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato in accordo alla seguente espressione:

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi') = 0.426$$

dove:

$\varphi' = 35^\circ$, angolo di resistenza al taglio del terreno.

Spinta delle terre per verifiche strutturali			
z [m]	σ_{v0}' [kN/mq]	σ_{ho}' [kN/mq]	
0	0.00	0.00	in corrispondenza del P.C.
0.75	15.00	6.40	in corrispondenza della copertura
5.35	107.00	45.63	in corrispondenza della fondazione
F1conc [kN/m]	1.33	Forza concentrata in corrispondenza della copertura	
F2conc [kN/m]	11.67	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione	

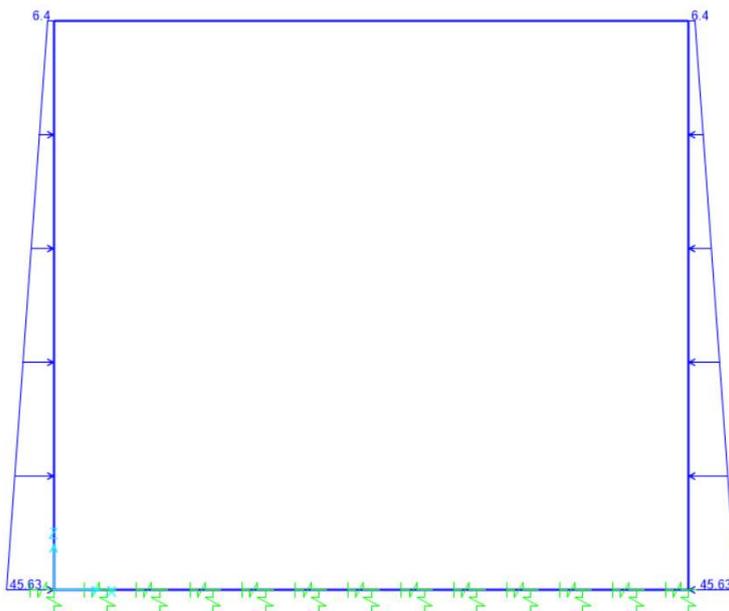


Figura 6-2 – Spinta delle terre sui piedritti

6.2.4 Azione del traffico

Si considera lo “Schema di carico 1” riportato al cap.5.1.3.3 delle NTC2018 e costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato pari a 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}), come mostrato in figura.

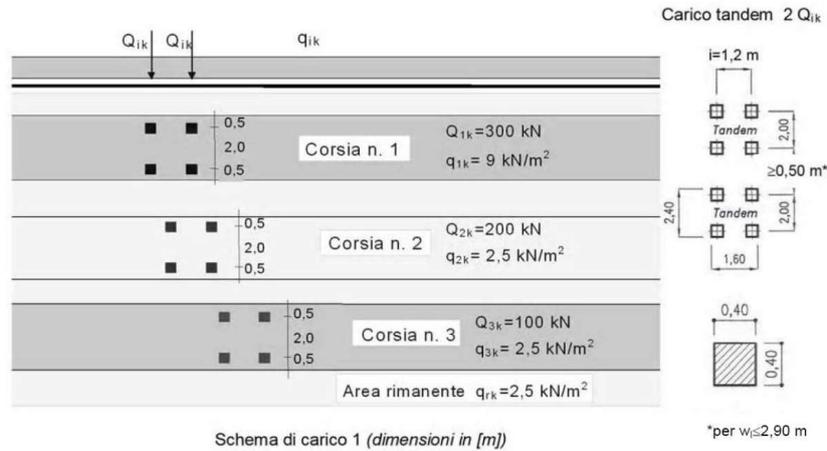


Figura 6-3 – Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

Le intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie sono riassunte nella seguente tabella.

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 6-4 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

Le impronte di carico sono diffuse fino al piano medio della soletta di copertura.

Altezza ricoprimento: $h_1 = 0.50m$

Altezza copertura (soletta c.a. gettata in opera): $h_2 = 0.50m$

Angolo diffusione pressioni nel ricoprimento: $\alpha_1 = 30^\circ$

Angolo diffusione pressioni nella copertura: $\alpha_2 = 45^\circ$

Larghezza diffusione singola impronta:

$$B_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) m = 1.477m$$

Lunghezza diffusione:

$$L_{diff} = (2 \times 0.20 + 2 \times h_1 \times \tan\alpha_1 + 2 \times h_2/2 \times \tan\alpha_2) m = 1.477m$$

Considerato che:

$$B_{diff} / 2 = 0.74m < B_{sc1} / 2 = 0.60m \quad (\text{con } B_{sc1} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione X trasversale allo scatolare})$$

$$L_{diff} / 2 = 0.74m < L_{sc1} / 2 = 1.00m \quad (\text{con } L_{sc1} \text{ distanza tra le impronte di carico in direzione Y parallela allo scatolare})$$

si ha, quindi, sovrapposizione dei carichi relativi alle singole impronte nella direzione X.

$$B_{diff}^* = B_{diff} + B_{sc1} = 2.677m$$

$$L_{diff}^* = L_{diff} = 1.477m$$

La pressione diffusa dei carichi concentrati (TS) è, dunque, pari a:

$$q_{TS} = Q_{ik} \times (B_{diff}^* \times L_{diff}) = 300kN / (2.677m \times 1.477m) = 75.85kN/m^2$$

La pressione del carico distribuito (UDL) è pari a:

$$q_{UDL} = 9kN/m^2$$

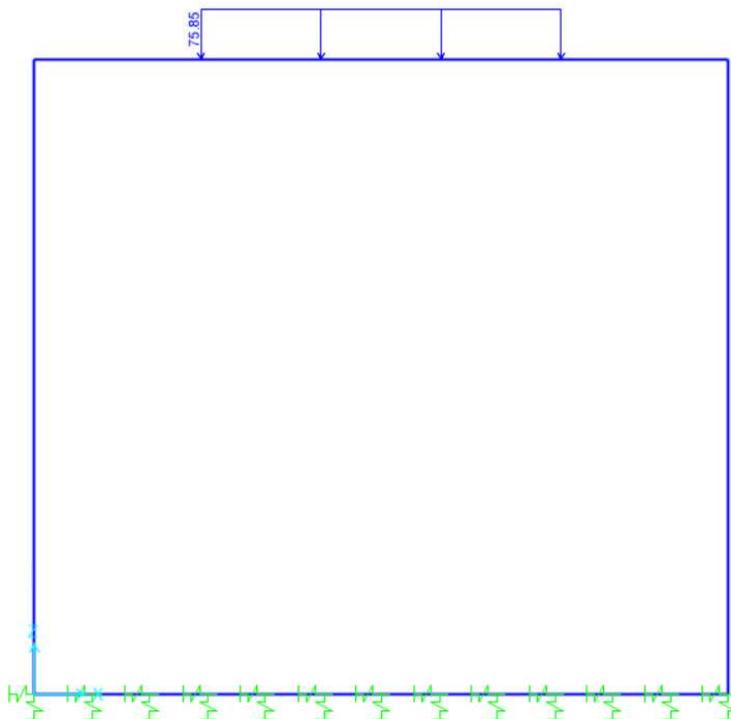


Figura 6-5 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso - disposizione per la massimizzazione del momento flettente in campata (TS).

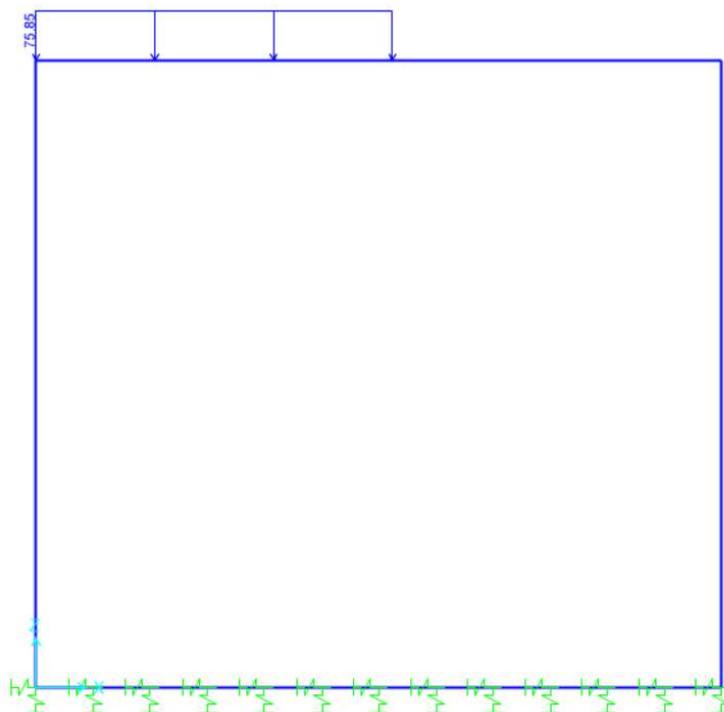


Figura 6-6 – Sovraccarico da traffico concentrato e opportunamente diffuso - disposizione per la massimizzazione del taglio in campata appoggio (TS).

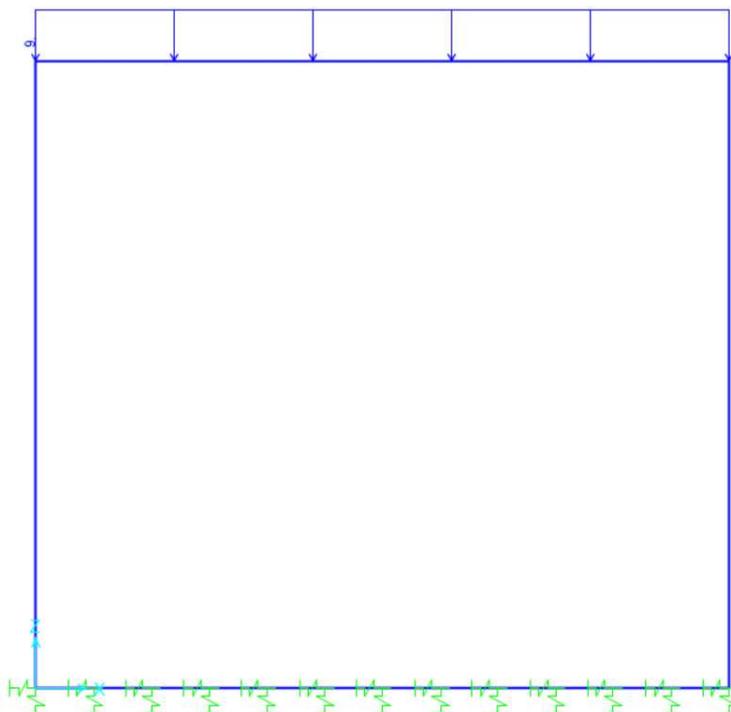


Figura 6-7 – Sovraccarico da traffico distribuito (UDL).

6.2.5 Frenatura

Si fa riferimento al cap.5.1.3.5 delle NTC2018.

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

L'azione di frenatura/accelerazione può essere schematizzata come un carico uniformemente distribuito in direzione orizzontale e agente sulla soletta superiore dello scatolare.

Larghezza della corsia: $w_1 = 3.00 \text{ m}$

Lunghezza zona caricata: $L = 5.7 \text{ m}$

$$180 \text{ kN} \leq [q_3 = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L] \leq 900 \text{ kN}$$

Larghezza collaborante: $B_{fren} = 48.50\text{m}$

$$q_{fren} = q_3 / (L \times B_{fren}) = 1.36 \text{ kN/m/m}$$

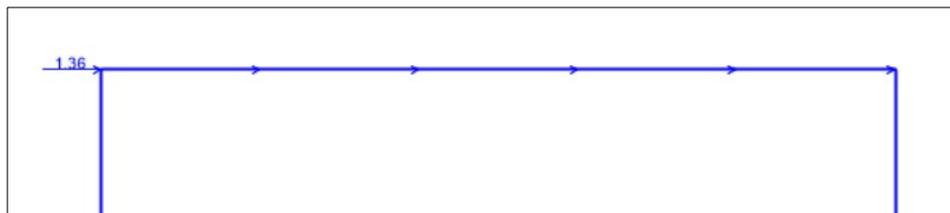


Figura 6-8 – Frenatura

6.2.6 Sovraccarico spingente laterale del traffico

L'effetto dei carichi da traffico sul rilevato si ottiene considerando che il carico tandem agisca a livello della pavimentazione su un'impronta di dimensioni (2.20m x 3.00m) e che si diffonda all'interno del rilevato. In considerazione della disposizione trasversale delle colonne di carico che risultano affiancate, si considera una larghezza di diffusione pari a 3.00m.

Spinta laterale dovuta a LM1		
$2*Q_{ik}$ [kN]	600	Carico tandem
q_{UDL} [kN/mq]	9	Carico sulla copertura dovuto a UDL
a_0 [m]	2.2	Impronta di carico in corrispondenza del P.C. (v. Par. C5.1.3.3.5.1 - Circolare 21/01/2019)
b_0 [m]	3	
p_0 [kN/mq]	99.91	Pressione verticale in corrispondenza del P.C.
σ_0 [kN/mq]	42.60	Pressione orizzontale in corrispondenza del P.C.
a_1 [m]	2.63	Impronta di carico in corrispondenza della copertura
b_1 [m]	3.87	
p_1 [kN/mq]	67.94	Pressione verticale in corrispondenza della copertura
σ_1 [kN/mq]	28.97	Pressione orizzontale in corrispondenza della copertura
a_2 [m]	5.29	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione
b_2 [m]	9.18	
p_2 [kN/mq]	21.36	Pressione verticale in corrispondenza della fondazione
σ_2 [kN/mq]	9.11	Pressione orizzontale in corrispondenza della fondazione
a_{F1} [m]	2.56	Impronta di carico in corrispondenza della copertura (F1)
b_{F1} [m]	3.72	
F1conc [kN/m]	7.67	Forza concentrata in corrispondenza della copertura
a_{F2} [m]	5.36	Impronta di carico in corrispondenza della fondazione (F2)
b_{F2} [m]	9.32	
F2conc [kN/m]	2.24	Forza concentrata in corrispondenza della fondazione

Figura 6-9 – Calcolo sovraccarico laterale del traffico

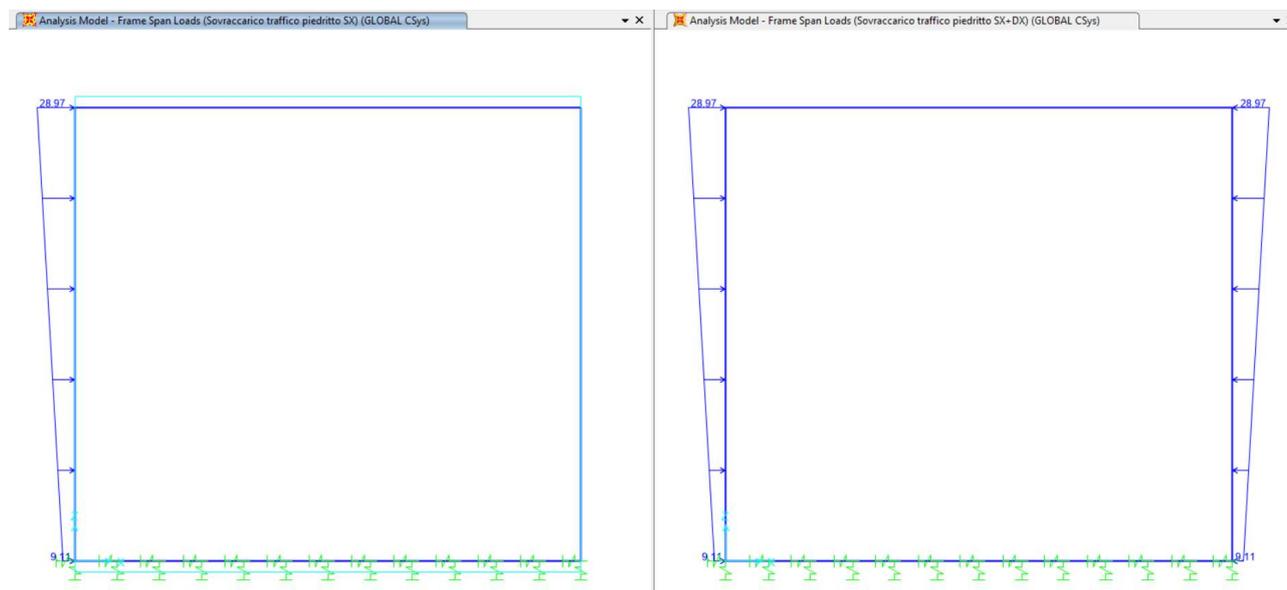


Figura 6-10 – Distribuzione spinta laterale da traffico su un piedritto e su entrambi

6.2.7 Spinta delle terre in condizioni sismiche

La spinta delle terre agente in condizioni sismiche è valutata mediante la teoria di Mononobe-Okabe.

La componente dinamica è applicata come pressione uniforme sui piedritti dello scatolare.

Coefficiente di spinta attiva: $k_a = 0.271$

Coefficiente di spinta attiva (componente statica + dinamica): $K_{AE} = 0.337$

Soletta superiore – asse soletta ($z = 0.75$ m)

$$p_a = k_a \times \gamma \times z = 4.07 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{AE} = K_{AE} \times \gamma \times z \times (1 + k_v) = 5.39 \text{ kN/m}^2$$

Soletta inferiore – asse soletta ($z = 5.35$ m)

$$p_a = k_a \times \gamma \times z = 29.00 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{AE} = K_{AE} \times \gamma \times z \times (1 + k_v) = 38.44 \text{ kN/m}^2$$

Spinta attiva (statica) su altezza scatolare: $S_a = 76.05 \text{ kN/m}$

Spinta attiva (statica + dinamica) su altezza scatolare: $S_{AE} = 100.81 \text{ kN/m}$

Spinta attiva (dinamica) su altezza scatolare: $\Delta S = 24.76 \text{ kN/m}$

$$\Delta_s = \Delta S / (5.35 - 0.75)\text{m} = 5.38 \text{ kN/m/m}$$

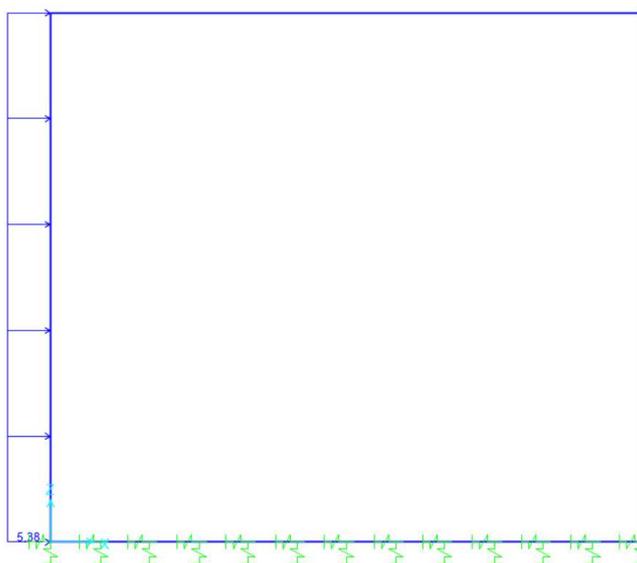


Figura 6-11 – Sovraspinta sismica (Mononobe-Okabe) in direzione +X

6.2.8 Forze d'inerzia strutturali

Le forze di inerzia strutturali, legate all'evento sismico, sono conteggiate automaticamente dal programma di calcolo applicando alla massa degli elementi strutturali l'accelerazione massima orizzontale di progetto:

$$a_{max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g = 1.62 \times 1.00 \times 0.216g = 0.349g$$

Si trascura la componente verticale.

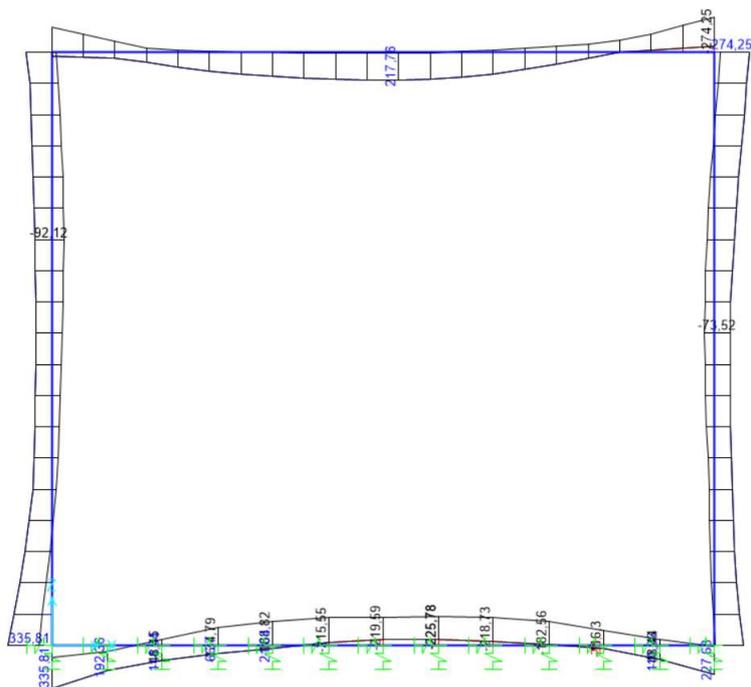


Figura 6-14 – Diagramma dei momenti flettenti per ENV- SLU/SLV (valori in kNm/m)

6.4 VERIFICHE

6.4.1 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali riportate nei capitoli successivi considerano:

- le sollecitazioni di calcolo di cui all'analisi presentata nel cap.4;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali di cui al cap.2.2.52.2.1;
- le armature desunte dagli elaborati as-built a disposizione.

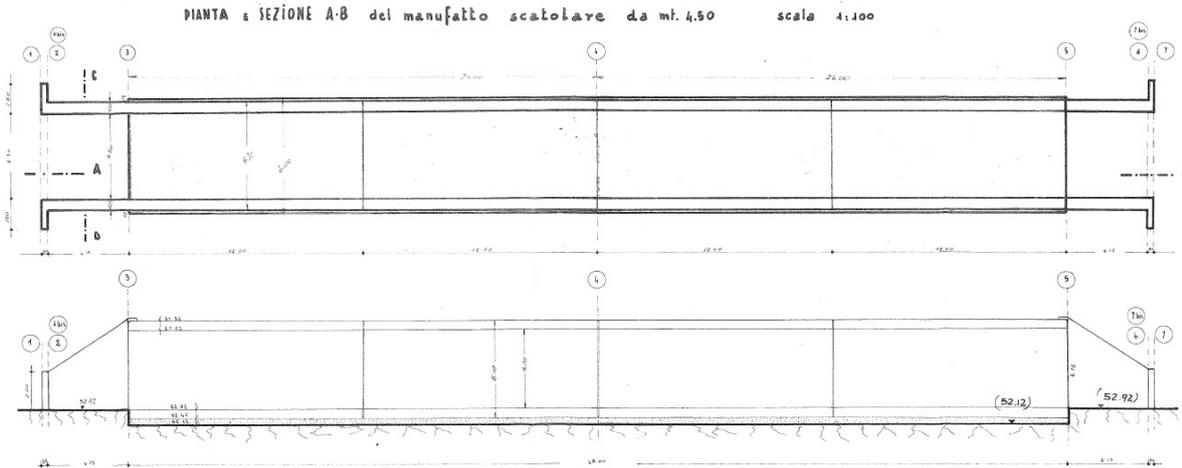


Figura 6-15 – Documento as-built “Manufatto n.19 – Ponticello scatolare 4.50” – Pianta e sezione longitudinale scatolare

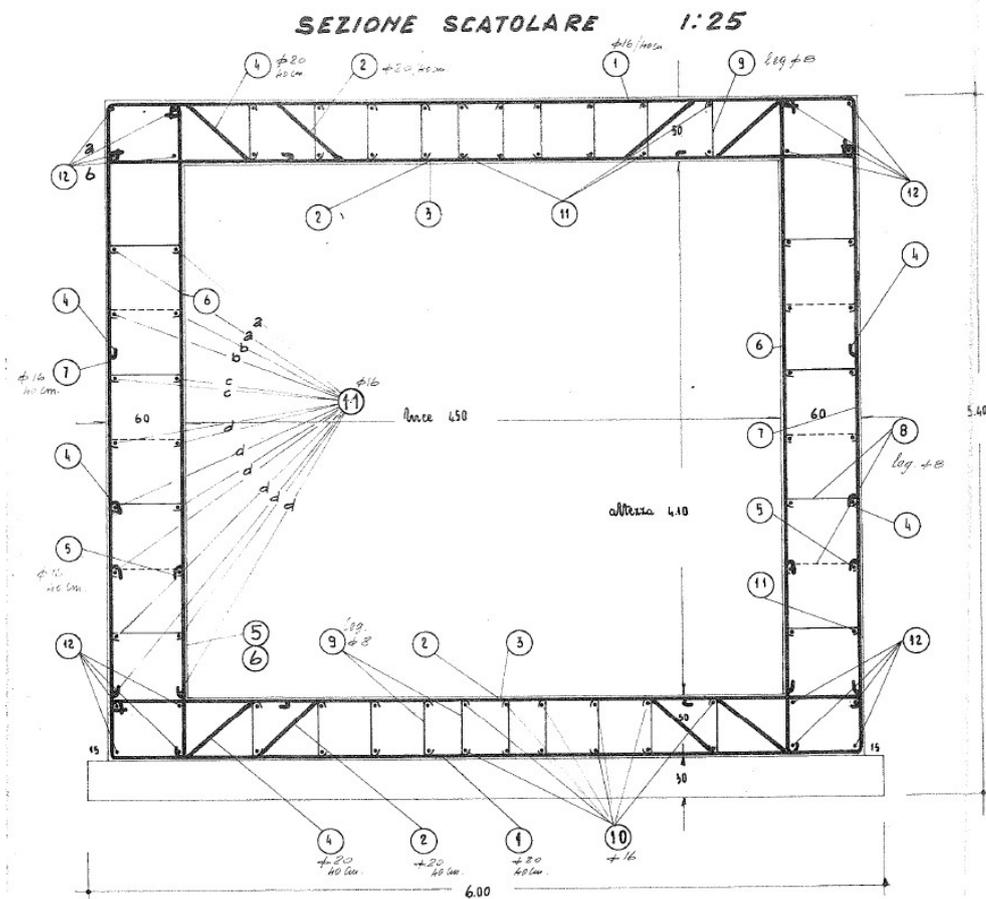


Figura 6-16 – Documento as-built “Manufatto n.19 – Ponticello scatolare 4.50” – Sezione trasversale con armature

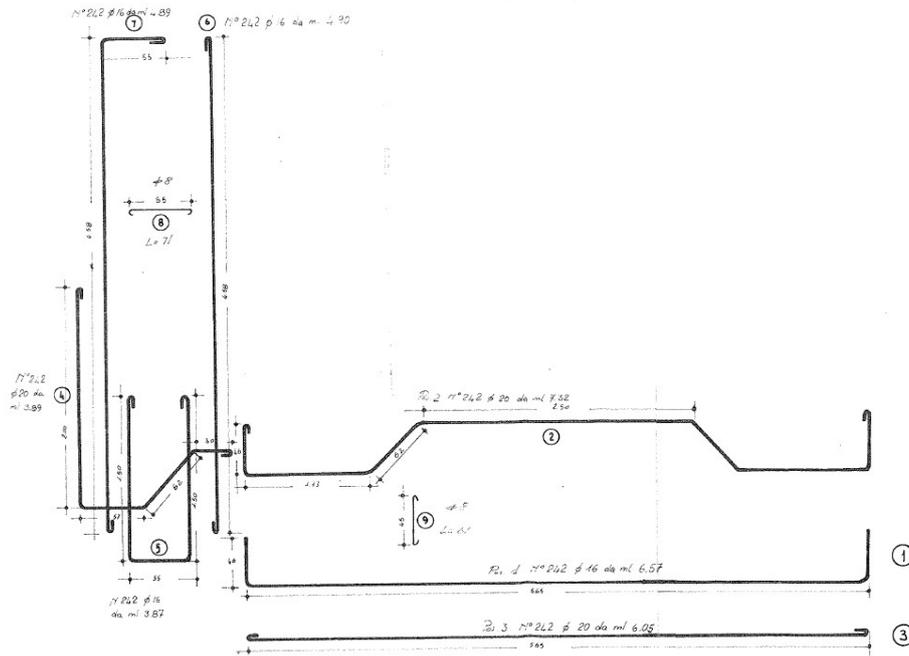


Figura 6-17 – Documento as-built “Manufatto n.19 – Ponticello scatolare 4.50” – Dettaglio armature sezione trasversale

A R M A T U R A

Art. 338 - Acciaio speciale ad alto limite elastico G.S. 4000/440			
Pos. 1)	121 X 2 = 242	∅ 16 da ml 6,57x1,58	= Kg. 2.512,10
" 2)	121 x 2 = 242	∅ 20 da ml 7,32x2,47	= Kg. 4.375,40
" 3)	121 x 2 = 242	∅ 20 da ml 6,05x2,47	= Kg. 3.616,30
" 4)	121 x 2 = 242	∅ 20 da ml 3,89x2,47	= Kg. 2.325,20
" 5)	121 x 2 = 242	∅ 16 da ml 3,87x1,58	= Kg. 1.479,70
" 6)	121 x 2 = 242	∅ 16 da ml 4,90x1,58	= Kg. 1.873,50
" 7)	121 x 2 = 242	∅ 16 da ml 5,45x1,58	= Kg. 2.083,80
" 10)	20x2x4 = 160	∅ 16 da ml 12,30x1,58 (interni tra giunto e giunto)	= Kg. 5.109,40
" 11)	16x2x2 = 64	∅ 16 da ml 12,30x1,58 (esterni tra giunto e scivolo muro d'ala)	= Kg. 1.243,70
" 11)a	2x2x2 = 8	∅ 16 da ml 12,14x1,58	= Kg. 153,40
" 11)b	2x2x2 = 8	∅ 16 da ml 16,89x1,58	= Kg. 213,40
" 11)c	2x2x2 = 8	∅ 16 da ml 17,64x1,58	= Kg. 222,90
" 11)d	10x2x2 = 40	∅ 16 da ml 18,69x1,58 (interni tra giunto e giunto)	= Kg. 1.181,20
" 12)	4x4x2 = 32	∅ 20 da ml 12,38x2,47 (esterni tra giunto e scivolo muro d'ala)	= Kg. 978,50
" 12)a	2x2x2 = 8	∅ 20 da ml 12,68x2,47	= Kg. 250,50
" 12)b	2x2x2 = 8	∅ 20 da ml 15,31x2,47	= Kg. 302,50
" 12)c	4x2x2 = 16	∅ 20 da ml 12,38x2,47	= Kg. 489,20
" 13)	2 x 4 = 8	∅ 20 da ml 2,65x2,47	= Kg. 52,30
" 14)	6 x 4 = 24	∅ 20 da ml 3,40x2,47	= Kg. 201,50
" 15)	10 x 4 = 40	∅ 16 da ml 2,27x1,58	= Kg. 143,40
" 16)	5 x 4 = 20	∅ 16 da ml 3,67x1,58	= Kg. 115,90
" 17)	2 x 4 = 8	∅ 20 da ml 5,80x2,47	= Kg. 114,60
" 18)a	2 x 4 = 8	∅ 16 da ml 4,54x1,58	= Kg. 57,30
" 18)b	2 x 4 = 8	∅ 16 da ml 4,22x1,58	= Kg. 53,30
" 18)c	2 x 4 = 8	∅ 16 da ml 3,90x1,58	= Kg. 49,20
" 18)d	2 x 4 = 8	∅ 16 da ml 3,58x1,58	= Kg. 45,20
" 18)e	2 x 4 = 8	∅ 16 da ml 3,26x1,58	= Kg. 41,20
" 18)f	2 x 4 = 8	∅ 16 da ml 2,94x1,58	= Kg. 37,10
" 18)g	2 x 4 = 8	∅ 16 da ml 2,62x1,58	= Kg. 33,10

Figura 6-18 – Documento as-built “Manufatto n.19 – Ponticello scatolare 4.50” – Computo armature

Si fa presente che le tavole as-built a disposizione riportano uno sviluppo della struttura scatolare pari a 48.00m.

Il computo riporta numero 121 elementi per le principali posizioni della sezione trasversale (quelle utilizzate per le successive verifiche strutturali).

Il passo individuato è: $4800\text{cm} / 121 = 39.67\text{cm} \approx 40\text{cm}$.

• **Soletta superiore – appoggio**

Soletta superiore - appoggio							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8.21	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.50	
		$E_c =$	25431	N/mm ²	FC =	1.00	
Acciaio	da indagini	$f_y =$	359.2	N/mm ²	$\gamma_s =$	1.15	
$\varepsilon'_{se} =$	1.796	$E_s =$	200000	N/mm ²	FC =	1.00	
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza	pos.1	2.5	16	503	35
c =	25	mm coprifer.	pos.2	2.5	20	785	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.3	2.5	20	785	465
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2073	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		
ENV-SLU	incastro paramento	31.47	-193.09	264.90	-210.40	1.09	
Taglio							
$\phi_{piegati} =$	20	mm	$\alpha =$	45	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	s =	550	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
ENV-SLU	incastro paramento	129.81	531.29	829.29	531.29	2.01	

• **Soletta superiore – campata**

Soletta superiore - mezzeria							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8.21	N/mm ²		$\gamma_c =$	1.50
		$E_c =$	25431	N/mm ²		FC =	1.00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	359.2	N/mm ²		$\gamma_s =$	1.15
$\varepsilon'_{se} =$	1.796	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1.00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza	pos.1	2.5	16	503	33
c =	25	mm coprifer.	pos.2	2.5	20	785	465
N_{Ed} positivo di compressione			pos.3	2.5	20	785	
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2073	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		
ENV-SLU	mezzeria	31.47	217.76	0.00	253.30	1.16	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1	n° braccia	$s =$	10000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-	-	

• Soletta inferiore – appoggio

Soletta inferiore - appoggio							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8.21	N/mm ²		$\gamma_c =$	1.50
		$E_c =$	25431	N/mm ²		FC =	1.00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	359.2	N/mm ²		$\gamma_s =$	1.15
$\varepsilon'_{se} =$	1.796	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1.00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza	pos.3	2.5	20	785	35
c =	25	mm coprifer.	pos.1	2.5	16	503	465
N_{Ed} positivo di compressione			pos.2	2.5	20	785	
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2073	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
ENV-SLU	incastro paramento	209.87	235.73	364.48	289.70	1.23	
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	20	mm	$\alpha =$	45	° inclinazione staffa		
$n_b =$	2.5	n° braccia	s =	550	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	
ENV-SLU	incastro paramento	129.81	531.29	829.29	531.29	1.46	

• **Soletta inferiore – campata**

Soletta inferiore - mezzeria							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8.21	N/mm ²		$\gamma_c =$	1.50
		$E_c =$	25431	N/mm ²		FC =	1.00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	359.2	N/mm ²		$\gamma_s =$	1.15
$\varepsilon'_{se} =$	1.796	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1.00
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	500	mm altezza	pos.2	2.5	20	785	35
c =	25	mm coprifer.	pos.3	2.5	20	785	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.1	2.5	20	785	465
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2356	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}	M_{Ed}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		
ENV-SLU	mezzeria	93.39	-225.78	197.22	-266.30		1.18
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	8	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	3.33	n° braccia	$s =$	300	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}	V_{Ed}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
ENV-SLU	mezzeria	129.81	209.91	592.36	209.91		1.06

• **Piedritti – appoggio**

Piedritto - appoggio							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8.21	N/mm ²		$\gamma_c =$	1.50
		$E_c =$	25431	N/mm ²		FC =	1.00
Acciaio	da indagini	$f_y =$	359.2	N/mm ²		$\gamma_s =$	1.15
$\varepsilon'_{se} =$	1.796	$E_s =$	200000	N/mm ²		FC =	1.00
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	600	mm altezza	pos.5	2.5	16	503	33
c =	25	mm coprifer.	pos.5	2.5	16	503	565
N_{Ed} positivo di compressione			pos.4	2.5	20	785	
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	1791	mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$	
ENV-SLU	incastro sol. inf.	260.93	287.19	149.48	315.20	1.10	
Taglio							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1	n° braccia	$s =$	10000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$	
ENV-SLU	incastro sol. inf.	161.03	-	-	161.03	1.08	

• **Piedritti – campata**

Piedritto - mezzeria							
<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>							
Calcestruzzo	da indagini	$f_c =$	8.21	N/mm ²	$\gamma_c =$	1.50	
		$E_c =$	25431	N/mm ²	FC =	1.00	
Acciaio	da indagini	$f_y =$	359.2	N/mm ²	$\gamma_s =$	1.15	
$\varepsilon'_{se} =$	1.796	$E_s =$	200000	N/mm ²	FC =	1.00	
<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>							
B =	1000	mm base		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	y (mm)
H =	600	mm altezza	pos.6	2.5	16	503	33
c =	25	mm coprifer.				-	
N_{Ed} positivo di compressione			pos.7	2.5	16	503	567
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione							
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	1005	mm ²
<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i>							
<i>Flessione</i>							
Combinazione	posizione	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}	M_{Ed}
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]		
ENV-SLU	mezzeria	45.53	-92.00	0.00	-112.90		1.23
<i>Taglio</i>							
$\phi_{staffe} =$	1	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa		
$n_b =$	1	n° braccia	s =	10000	mm passo		
Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd}	V_{Rd}	V_{Ed}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
ENV-SLU	mezzeria	-	-	-	-		-

6.4.2 Verifica delle pressioni sul terreno

Si riporta la verifica delle pressioni sul terreno al di sotto della soletta di fondazione.

Dal modello di calcolo si estrapolano le reazioni in corrispondenza dei nodi della soletta inferiore che, divise per le aree di influenza, consentono di ottenere la pressione media agente sul terreno sottostante.

Reazioni di calcolo massime [kN]	Area di influenza [mq]	Pressioni sul terreno
48.6	0.21	228.5
50.1	0.21	235.6
91.2	0.43	214.5
85.3	0.43	200.7
79.4	0.43	186.8
73.7	0.43	173.4
68.0	0.43	160.1
62.7	0.43	147.4
68.5	0.43	161.2
74.5	0.43	175.3
80.8	0.43	190.1
87.1	0.43	205.0
93.7	0.43	220.5
	media	192.2

Figura 6-19 – Pressione agente sul terreno di fondazione

Si confronta tale valore con la portata limite, ottenuta considerando:

- l'Approccio 2 definito al cap.6.4.2 delle NTC2018;
- i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018.

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE		
Dimensioni geometriche fondazione		
Profondità di scavo	D [m]	5.60
Profondità della falda	a [m]	0.00
	L [m]	48.50
	B [m]	5.70
	e _L [m]	0.00
	e _B [m]	0.00
	L' [m]	48.50
	B' [m]	5.70
Parametri geotecnici terreno di fondazione		
Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20
	γ_w [kN/m ³]	9.81
	γ'_1 [kN/m ³]	10.19
Peso sommerso del terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Set di coefficienti parziali		M1
Peso proprio del terreno di riporto	γ_{1_Mi} [kN/m ³]	20
Peso sommerso del terreno di fondazione	γ_{2_Mi} [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{_Mi}$ [°]	26
	$\phi'_{_Mi}$ [rad]	0.45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{_Mi}$ [kN/m ²]	0
Fattori di capacità portante		
	N _v	12.54
	N _c	22.25
	N _q	11.85
Fattori di forma (per forma rettangolare)		
	s _v	0.95
	s _c	1.06
	s _q	1.06
Fattori di profondità (per $\phi' > 0$)		
	d _v	1.00
	d _c	1.33
	d _q	1.30
Fattori di inclinazione del carico (per c' > 0 e $\phi' > 0$)		
	m _B	1.89
	m _L	1.11
	θ [°]	90
	m	1.89
	i _v	1.00
	i _c	1.00
	i _q	1.00
Fattori di inclinazione del piano di posa		
	b _v	1.00
	b _c	1.00
	b _q	1.00
Fattori di inclinazione del piano campagna		
	w [°]	0
	g _v	1.00
	g _c	1.00
	g _q	1.00
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale		
	q _{lim} [kN/m ²]	2141
Set di coefficienti parziali		R3
	γ_R	2.30
q = q _{lim} / γ_R	q [kN/m ²]	931
pressione media da modello FEM	qEd [kN/m ²]	192
	FS	4.84
		(>1)

VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE		
Dimensioni geometriche fondazione		
D [m]		5.60
L [m]		48.50
B [m]		5.70
e _L [m]		0.00
e _B [m]		0.00
L' [m]		48.50
B' [m]		5.70
Parametri geotecnici terreno di fondazione		
Peso proprio del terreno di riporto	γ_1 [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	γ_2 [kN/m ³]	10.19
Angolo d'attrito	φ' [°]	26
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0
Coesione non drenata	c_u [kN/m ²]	54
Set di coefficienti parziali		M1
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi}$ [kN/m ³]	20
Peso proprio del terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi}$ [kN/m ³]	9.19
Angolo d'attrito fattorizzato	$\varphi'_{, Mi}$ [°]	26
	$\varphi'_{, Mi}$ [rad]	0.45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{, Mi}$ [kN/m ²]	0
Coesione non drenata fattorizzata	$c_{u, Mi}$ [kN/m ²]	54
Fattori di capacità portante		
	N_γ	0.00
	N_c	5.14
	N_q	1.00
Fattori di forma (per forma rettangolare)		
	s_γ	0.95
	s_c	1.02
	s_q	1.06
Fattori di profondità (per $\varphi'=0$)		
	d_γ	1.00
	d_c	1.39
	d_q	1.00
Fattori di inclinazione del carico (per $\varphi'=0$)		
	m_B	1.89
	m_L	1.11
	θ [°]	90
	m	1.89
	i_γ	1.00
	i_c	1.00
	i_q	1.00
Fattori di inclinazione del piano di posa		
	b_γ	1.00
	b_c	1.00
	b_q	1.00
Fattori di inclinazione del piano campagna		
	w [°]	0
	g_γ	1.00
	g_c	1.00
	g_q	1.00
Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale		
	q_{lim} [kN/m ²]	514
Set di coefficienti parziali		R3
	γ_R	2.30
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	223
pressione media da modello FEM	qEd [kN/m ²]	192
	FS	1.16
		(>1)

7. MURI D'ALA

7.1 DESCRIZIONE GENERALE

L'ampliamento si compone di due parti: una in cui è presente lo scatolare e una seconda parte composta di un muro d'ala, con l'altezza dei piedritti che viene diminuita gradualmente verso l'esterno, seguendo l'andamento del terreno.

Il muro d'ala, per il lato Nord, ha una lunghezza di 3.06 m con un'altezza iniziale di 3.40 m e un'altezza finale di 1.70 m; per la parte Sud, invece, la lunghezza è di 3.10 m e l'altezza varia da 3.28 m a 1.58 m. Lo spessore della soletta di fondazione è 0.40 m.

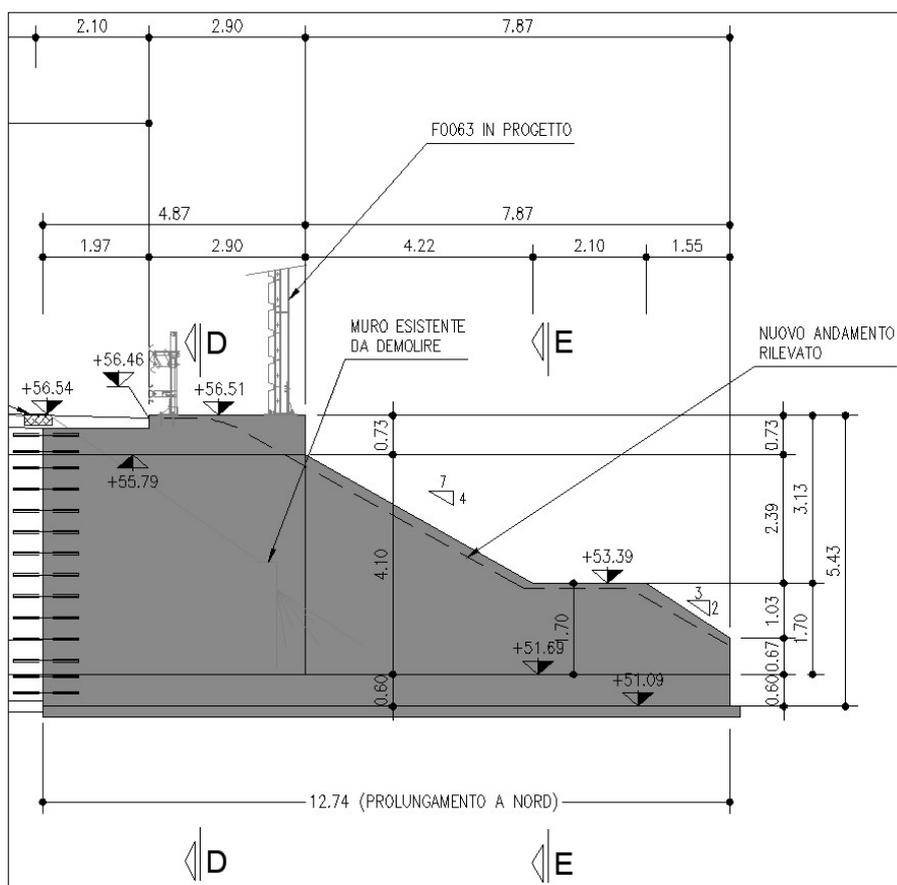


Figura 7-1 – Sezione trasversale del muro d'ala – Lato Nord

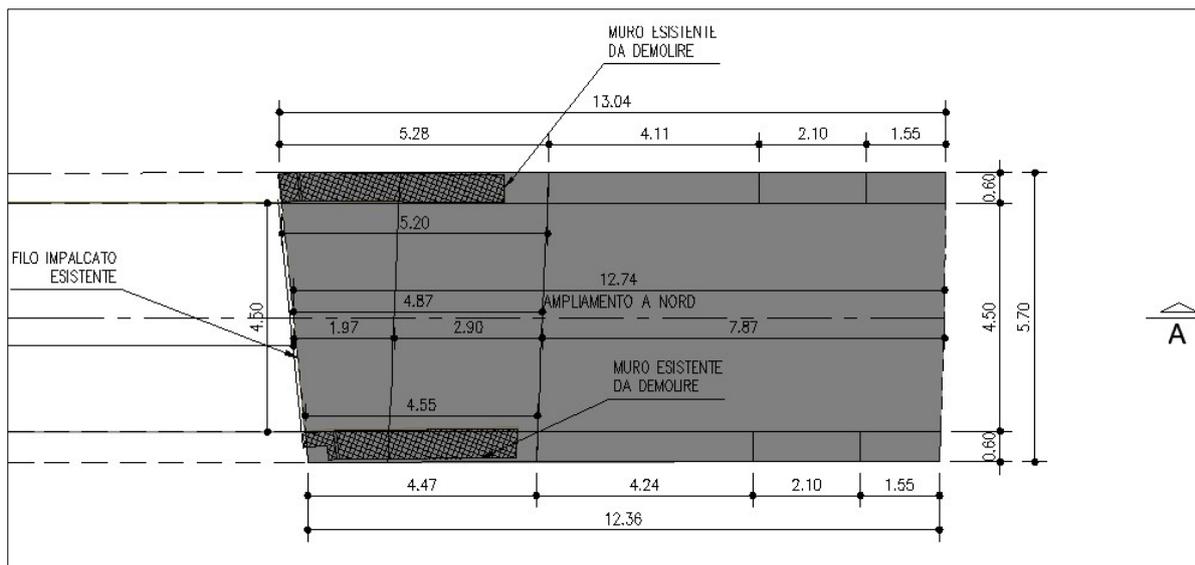


Figura 7-2 – Planimetria del muro d'ala – Lato Nord

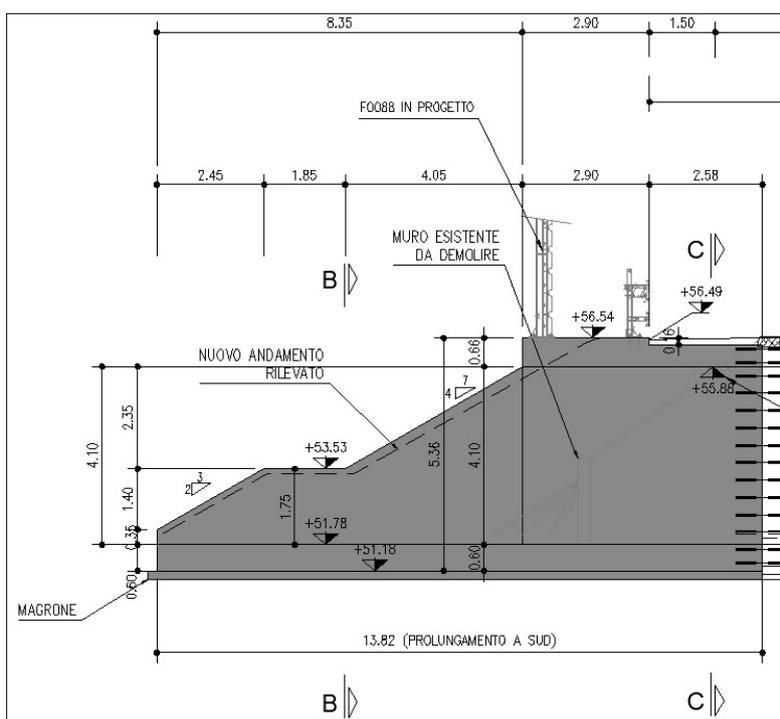


Figura 7-3 – Sezione trasversale del muro d'ala – Lato Sud

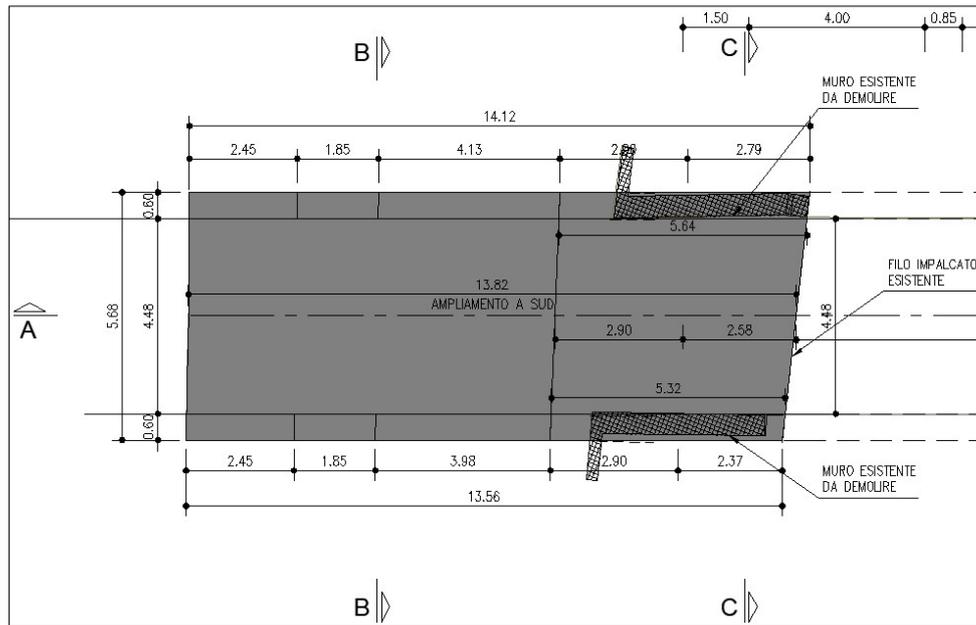


Figura 7-4 – Planimetria del muro d'ala – Lato Sud

7.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta mediante l'ausilio di un modello di calcolo ad elementi finiti.

Piedritti e soletta sono modellati con elementi frame aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che rappresentano.

L'interazione terreno-struttura è definita mediante molle elastiche, ubicate nei nodi della soletta inferiore, la cui rigidità è ottenuta considerando una costante di sottofondo pari a:

$$k = E / B = 5000\text{kN/m}^2 / 5.70\text{m} \approx 880 \text{ kN/m}^3$$

moltiplicata per la lunghezza di influenza di ciascun nodo ($\approx 50 \text{ cm}$). Si ottiene:

$$k = 880 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m} = 440 \text{ (kN/m) / m.}$$

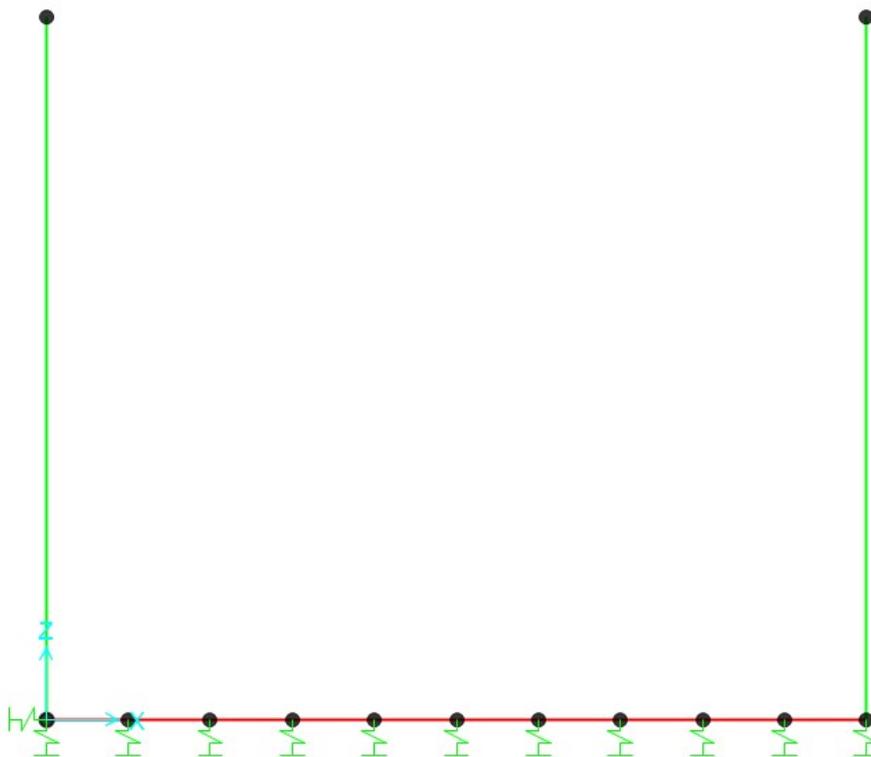


Figura 7-5 – Indicazione molle elastiche simulanti il terreno nel modello di calcolo

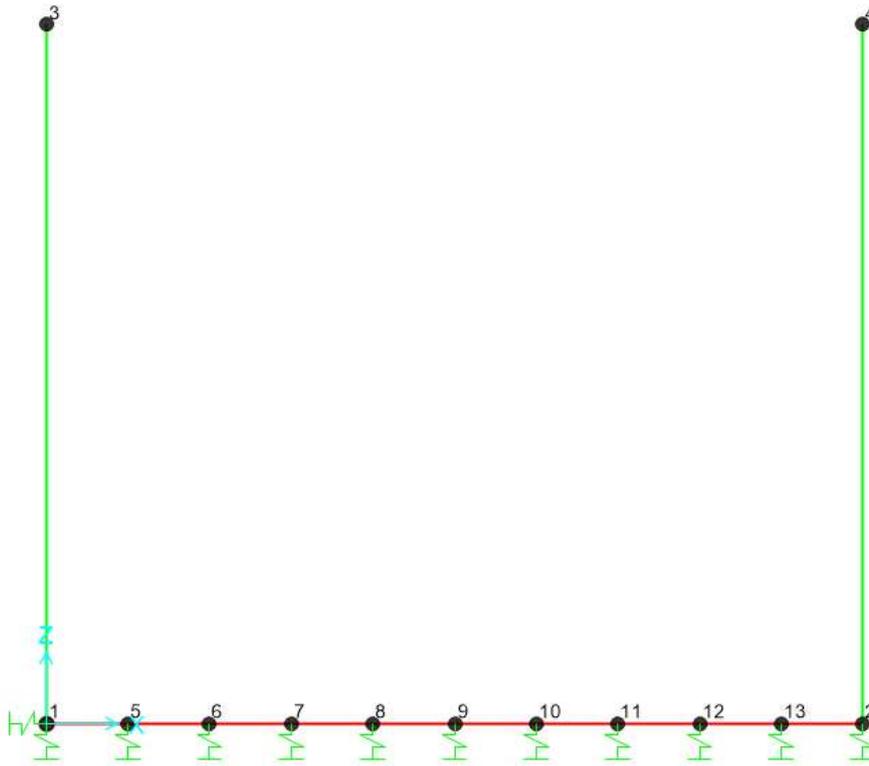


Figura 7-6 – Indicazione numerazione nodi

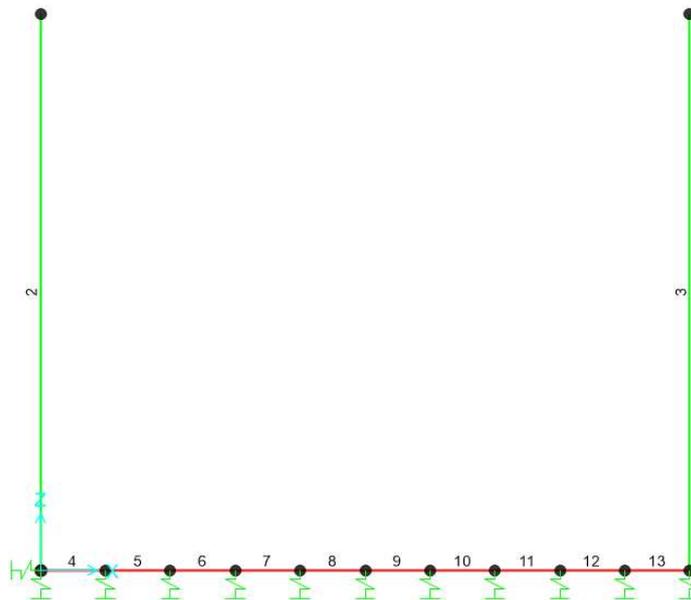


Figura 7-7 – Indicazione numerazione aste

7.3 ANALISI DEI CARICHI

7.3.1 Peso proprio strutturale (dead)

Il peso proprio strutturale (DEAD LOAD) è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$).

7.3.2 Spinte delle terre (sp-m1-k0)

La spinta del terreno di rilevato agente a tergo delle spalle è valutata tramite:

coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin(35^\circ) = 0.426$

Le verifiche di sicurezza, strutturali e geotecniche, sono condotte mediante l'Approccio 2 di cui al punto 6.2.3 delle NTC2018. Tale approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare per azioni (A1), parametri geotecnici del terreno (M1) e fattori di sicurezza (R3). Nel prosieguo delle analisi, il valore dell'angolo d'attrito ϕ' è da intendersi, dunque, come caratteristico.

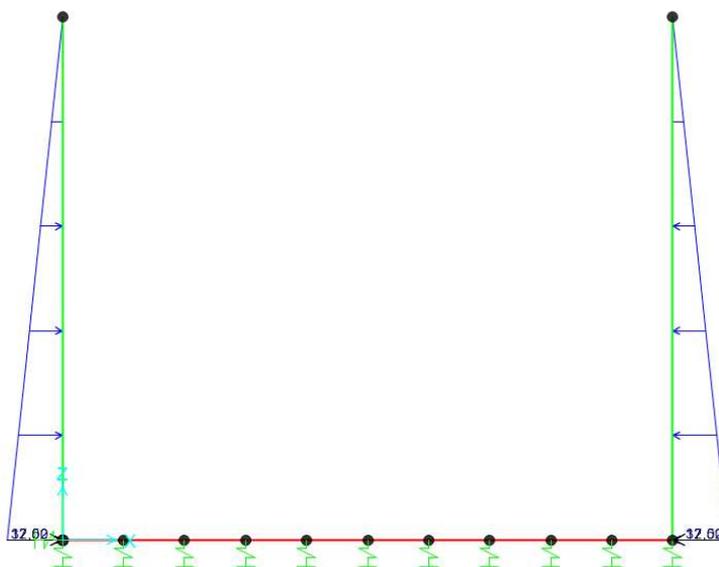


Figura 7-8 – Spinta delle terre in condizioni a riposo

7.3.3 Sovraccarico accidentale (sq-m1-k0 // sq-m1-k0-sx)

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo delle spalle pari a:

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin(35^\circ) = 0.426$

Si considerano separatamente i casi di sovraccarico accidentale spingente sul solo piedritto di sinistra ovvero su entrambi i piedritti.

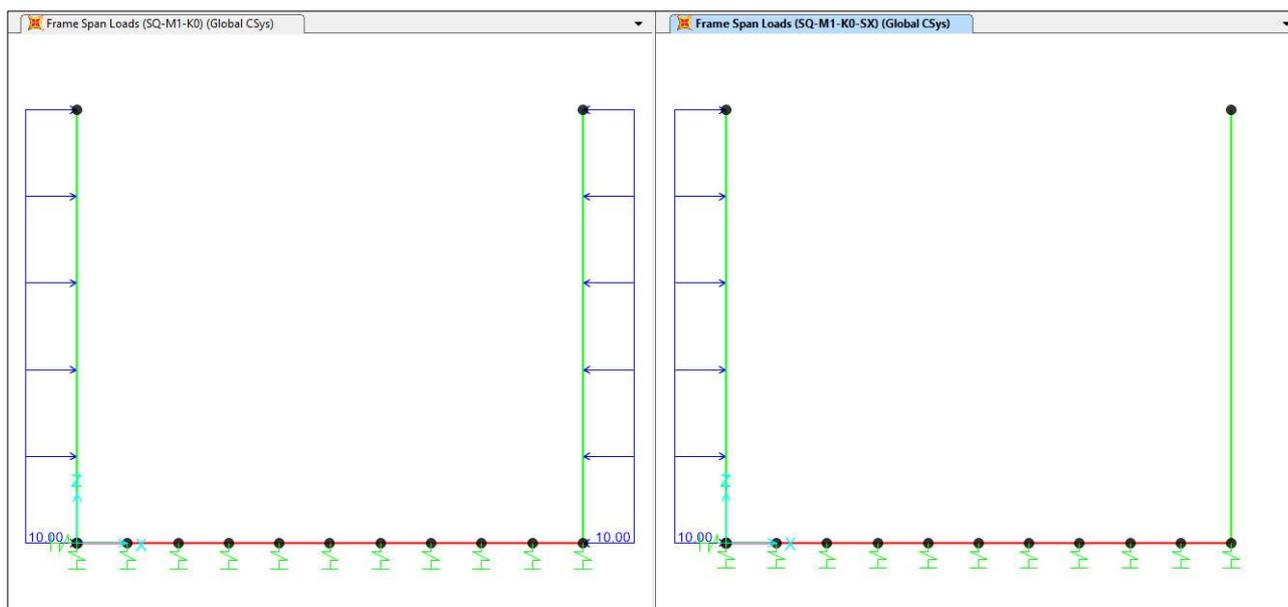


Figura 7-9 – Sovraccarico accidentale spingente in condizioni a riposo

7.3.4 Carichi permanenti interni all’imbocco (pavim-inf)

Si considera un carico permanente agente all’interno dello scatolare di 10.10 kN/m² su una larghezza di 4.50 m. Il calcolo della pressione è esplicitato nei capitoli relativi all’analisi strutturale dello scatolare.

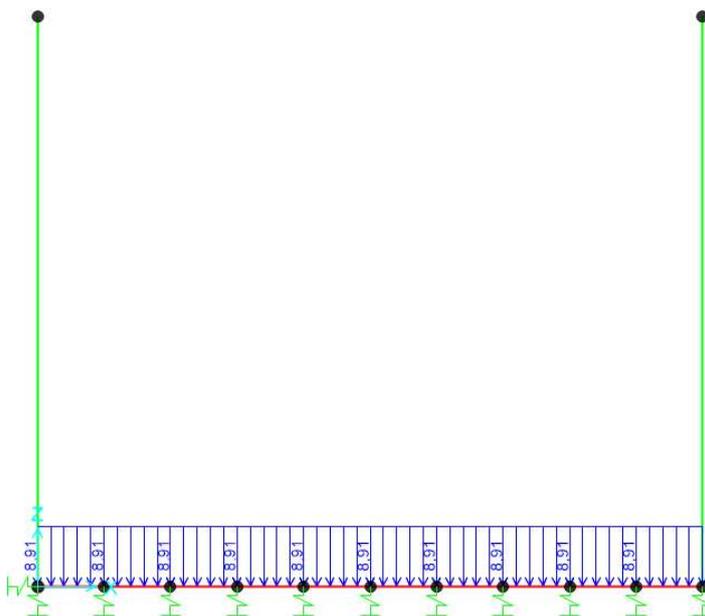


Figura 7-10 – Carichi permanenti interni all’imbocco

7.3.5 Carichi accidentali interni all’imbocco (tr-inf)

Carichi tandem

L’effetto dei carichi tandem è considerato in via semplificata secondo quanto previsto al punto C5.1.3.3.7.1 delle NTC2018, agente su un’impronta equivalente pari ad un rettangolo di dimensioni 3.00 m x 2.20 m.

Si considera, inoltre, una diffusione del carico con inclinazione pari a:

- 38° all’interno del pacchetto di pavimentazione (spessore 50 cm);
- 45° fino a metà spessore della soletta inferiore (spessore 60 cm).

Si ottiene, quindi:

- impronta equivalente = 4.40 m x 3.60 m = 15.84 m²
- pressione distribuita = (300 kN x 2) / 15.84m² = 37.87 kN/m² (su una larghezza di 4.40 m)

Carichi distribuito: q = 9.00 kN/m² (su una larghezza di 4.50 m)

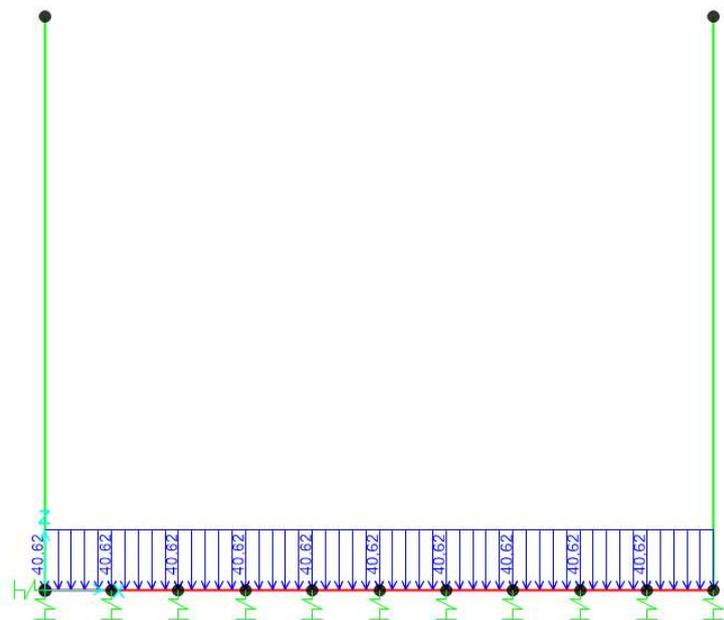


Figura 7-11 – Carichi accidentali interni all'imbocco

7.3.6 Azione sismica

Parametri sismici

Per il calcolo delle azioni sismiche, si fa riferimento ai parametri sismici esplicitati nei capitoli precedenti per l'analisi dello scatolare. Si riportano di seguito i più significativi:

$a_g = 0.216 \text{ g}$	accelerazione orizzontale massima su suolo rigido
$S_S = 1.62$	coefficiente di amplificazione stratigrafica per sisma orizzontale
$S_T = 1.00$	coefficiente di amplificazione topografica per sisma orizzontale
$a_{max} = S_S \times S_T \times a_g = 3.423 \text{ m/s}^2$	accelerazione massima orizzontale
$\beta_m = 1.00$	coefficiente di riduzione dell'accelerazione
$k_h = a_{max} / g \times \beta_m = 0.349$	coefficiente sismico orizzontale

Forza di inerzia strutturale (SISMA-STR-X+)

La forza di inerzia strutturale, legata all'evento sismico, è conteggiata in automatico dal programma di calcolo applicando l'accelerazione massima orizzontale di progetto (a_{max}). La componente verticale è trascurabile.

Sovrappinta sismica del terreno (SP-WOOD)

Coerentemente con l'analisi dello scatolare, la sovrappinta sismica del terreno è valutata con il metodo di Wood.

$$\Delta P = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

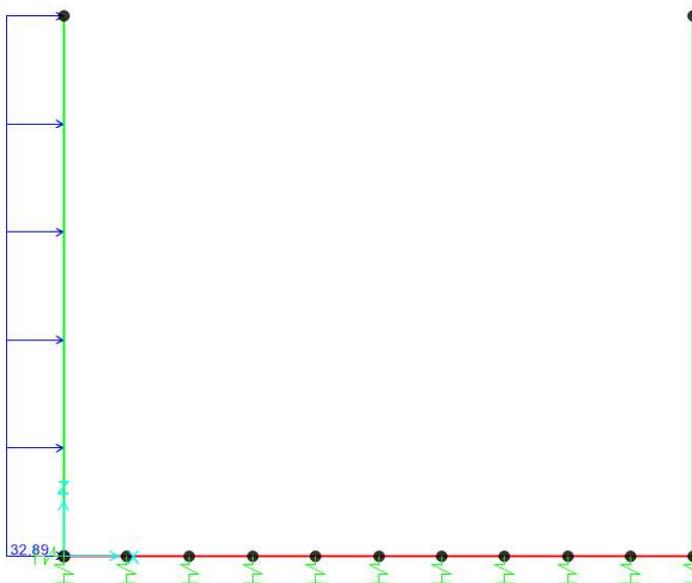


Figura 7-12 – Sovraspinta sismica del terreno

7.4 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Condizioni di carico elementari

DEAD	peso proprio strutturale
SP-M1-K0	spinta delle terre a riposo
SQ-M1-K0-SX	sovraccarico a spingente a sinistra della struttura
SQ-M1-K0	sovraccarico a spingente disposto su ambo i lati
PAVIM-INF	carichi permanenti non strutturali agenti all'interno della struttura
TR-INF	carichi variabili (traffico veicolare) agenti all'interno della struttura
SISMA-STR-X+	forza di inerzia strutturale agente in direzione X+
SP-WOOD	sovraspinta sismica del terreno (teoria di Wood)

Combinazioni di calcolo

C.C.	SLU-1	SLU-2	SLV-1	FREQ-1	FREQ-2
DEAD	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00
SP-M1-K0	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
SQ-M1-K0-SX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SQ-M1-K0	1.50	0.00	0.20	0.75	0.00
PAVIM-INF	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
TR-INF	1.35	0.00	0.00	0.75	0.00
SISMA-STR-X+	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SP-WOOD	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

7.5 SOLLECITAZIONI SUI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni flettenti, taglianti e assiali; sui principali elementi strutturali: piedritti e soletta di fondazione. Le sollecitazioni fanno riferimento all'involuppo delle combinazioni di calcolo SLU.

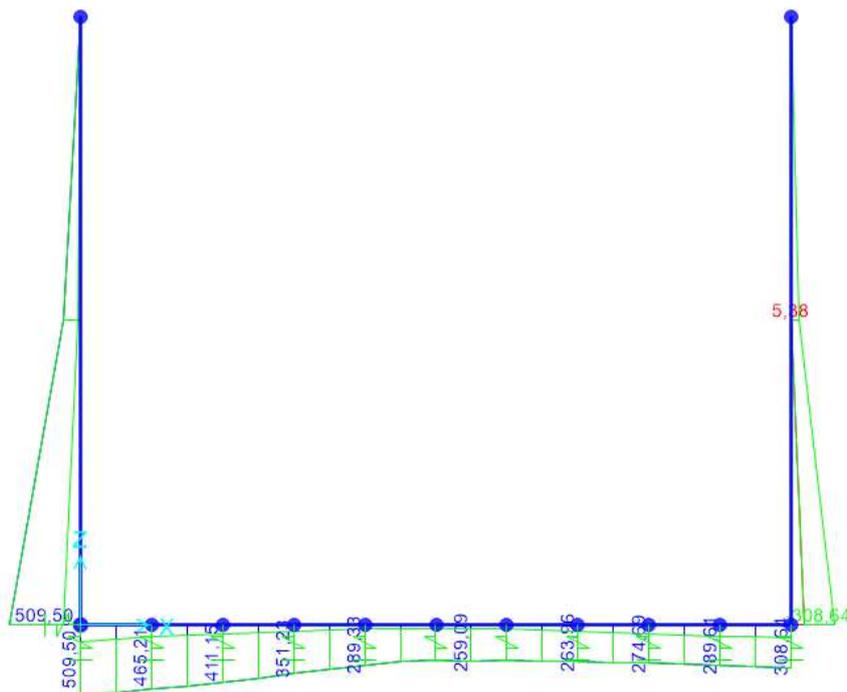


Figura 7-13 – Diagramma delle sollecitazioni flettenti per ENV-SLU (valori in kNm/m)

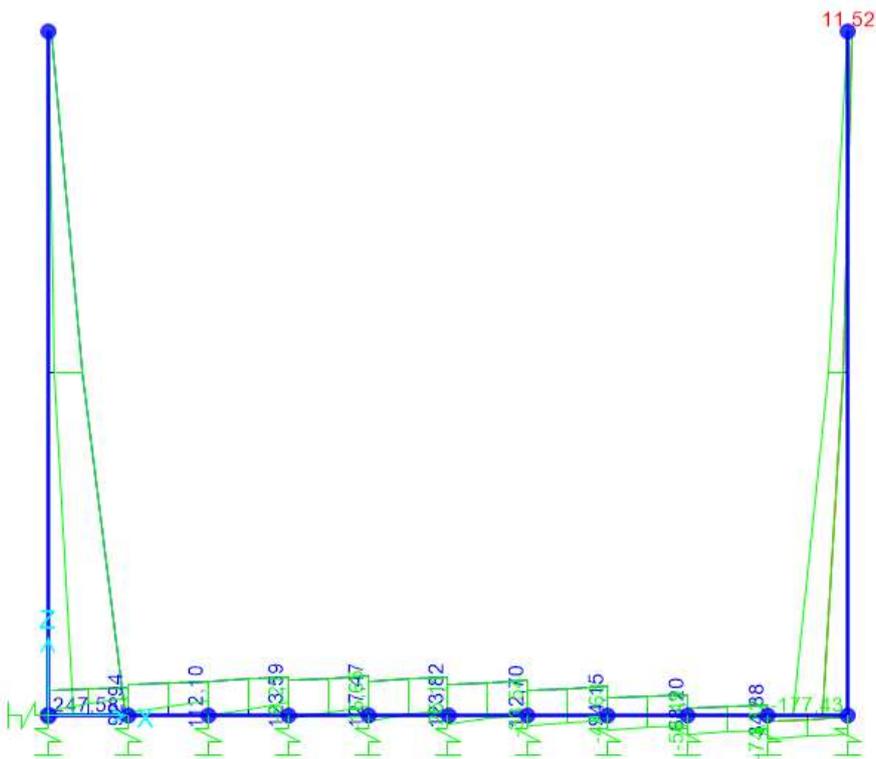


Figura 7-14 – Diagramma delle sollecitazioni di taglio per ENV-SLU (valori in kN/m)

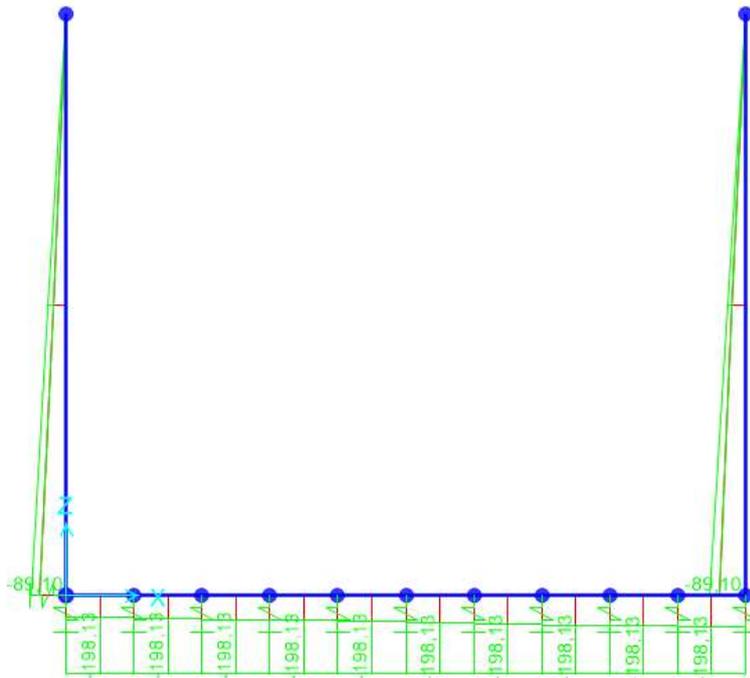


Figura 7-15 – Diagramma delle sollecitazioni assiali per ENV-SLU (valori in kN/m)

7.6 VERIFICHE SUI PIEDRITTI

L'armatura disposta nei piedritti è la seguente:

- Armatura lato interno (strada): Ø20/20
- Armatura lato esterno (terra): Ø20/10
- Armatura trasversale: spilli Ø12/(40x40)

Verifica a flessione – SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica flessione piedritto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Piedritto_sp.60cm

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15.71	5
			2	31.42	55

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 66 66 kN
 M_{Ed} 510 193 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 %	ϵ_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 %
E_s 200'000 N/mm ²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 652.8 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 3.5 %
 ϵ_s 24.73 %
 d 55 cm
 x 6.819 x/d 0.124
 δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
 Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Verifica a taglio – SLU

NTC 2018			
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
f_{ck} [MPa] =	40		f_{ck} [MPa] = 32
f_{cd} [MPa] =	18.13	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ctk} [MPa] =	2.12		
f_{ctd} [MPa] =	1.41	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$)	
Condizione di verifica			
H [mm] =	600	Altezza della sezione	
c_{min} [mm] =	40	Ricoprimento minimo	
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe	
ϕ_{long} [mm] =	20	Diametro barre longitudinali	
n_{barre_long}	10	Numero barre longitudinali	
d [mm] =	550	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
k =	1.60	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2	
A_{sl} [mm ²] =	3141.59	Area armatura longitudinale in trazione	
ρ_l =	0.0057	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$	
V_{min} =	0.4018	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$	
Calcolo del contributo della sezione compressa			
A_c [mm ²] =	600000	Area della sezione	
N_{Ed} [kN] =	66.00	Azione assiale di compressione della sezione	
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0.11	tensione nella sezione	
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	3.63	Tensione massima in compressione utilizzabile	
σ_{cp} [MPa] =	0.11	Tensione di compressione utilizzata a calcolo	
V_{comp} [kN] =	9.08	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$	
V_R [kN] =	287.77	Resistenza di calcolo	
V_{Rmin} [kN] =	230.09	Resistenza min. ($V_{min} + 0.15\sigma_c$) $b_w d$	
V_{Rd} [kN] =	287.77	Resistenza di progetto	
V_{Sdu} [kN] =	248.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Verifica a fessurazione – SLE

The screenshot displays a software interface for structural verification. The window title is "Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica flessione piedritto". The interface includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The "Titolo" is "Piedritto_sp.60cm". There are two tables: "N° figure elementari" with columns N°, b [cm], h [cm] (values: 1, 100, 60) and "N° strati barre" with columns N°, As [cm²], d [cm] (values: 1, 15.71, 5; 2, 31.42, 55). The "Sollecitazioni" panel shows S.L.U. and Metodo n, with values for N_{Ed} (66 kN), M_{xEd} (510 kNm), and M_{yEd} (0). The "Materiali" panel shows properties for B450C and C32/40, including ϵ_{su} , f_{yd} , E_s , E_s/E_c , ϵ_{syd} , $\sigma_{s,adm}$, ϵ_{c2} , ϵ_{cu} , f_{cd} , f_{cc}/f_{cd} , $\sigma_{c,adm}$, τ_{co} , and τ_{c1} . The "P.to applicazione N" panel shows "Centro" selected. The "Metodo di calcolo" panel shows "S.L.U.+" and "Metodo n" selected. The "Verifica" button is highlighted in green, and the "Precompresso" checkbox is unchecked. The "N° iterazioni" is set to 4.

La verifica a fessurazione si omette, conformemente a quanto riportato nella Tab.C4.1.II delle NTC2018, in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente e condizioni aggressive (w_2), è inferiore a 160 N/mm².

7.7 VERIFICHE SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE

L'armatura disposta nella soletta di fondazione è la seguente:

- Armatura superiore: $\varnothing 20/20$
- Armatura inferiore: $\varnothing 20/10$
- Armatura trasversale: spilli $\varnothing 12/(40 \times 40)$

Verifica a flessione – SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica flessione soletta inf.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Soletta inf._sp.60cm

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15.71	5
			2	31.42	55

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 55 94 kN
 M_{xEd} 510 193 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Materiali

B450C		C28/35	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	15.87
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6667
		τ _{c1}	1.971

M_{xRd} 646.9 kNm

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 22.89 ‰
 d 55 cm
 x 7.296 x/d 0.1326
 δ 0.7

Verifica a taglio – SLU

NTC 2018			
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	35		f_{ck} [MPa] = 28
f_{cd} [MPa] =	15.87	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
f_{ctk} [MPa] =	1.94		
f_{ctd} [MPa] =	1.29	(c.a. $\gamma_c=1.5$)	
$f_{yw d}$ [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$)	
Condizione di verifica			
H [mm] =	600	Altezza della sezione	
c_{min} [mm] =	40	Ricoprimento minimo	
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe	
ϕ_{long} [mm] =	20	Diametro barre longitudinali	
n_{barre_long}	10	Numero barre longitudinali	
d [mm] =	550	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
k =	1.60	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2	
A_{sl} [mmq] =	3141.59	Area armatura longitudinale in trazione	
ρ_t =	0.0057	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$	
v_{min} =	0.3759	$= 0.035 k^{3/2} f_{ctk}^{0.5}$	
Calcolo del contributo della sezione compressa			
A_c [mmq] =	600000	Area della sezione	
N_{Ed} [kN] =	94.00	Azione assiale di compressione della sezione	
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0.16	tensione nella sezione	
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	3.17	Tensione massima in compressione utilizzabile	
σ_{cp} [MPa] =	0.16	Tensione di compressione utilizzata a calcolo	
V_{comp} [kN] =	12.93	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$	
V_R [kN] =	279.49	Resistenza di calcolo	
V_{Rmin} [kN] =	219.66	Resistenza min. ($v_{min} + 0.15\sigma_c$) $b_w d$	
V_{Rd} [kN] =	279.49	Resistenza di progetto	
V_{Sdu} [kN] =	92.00	Sollecitazione di progetto SLU	
Verificato			

Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione si omette, conformemente a quanto riportato nella Tab.C4.1.II delle NTC2018, in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente e condizioni aggressive (w_2), è inferiore a 160 N/mm².

7.8 VERIFICHE DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

Si riporta a seguire, la verifica sulle pressioni medie del terreno al di sotto dell'imbocco a U. Si considera la pressione sotto l'ampliamento di maggiore estensione, ovvero il Lato Sud.

Dal modello di calcolo si estrapolano le reazioni ai nodi della soletta inferiore che, divisi per l'area di influenza, consentono di ottenere la pressione agente sul terreno sottostante. Si calcola la media delle pressioni in tutti i nodi e si confronta tale valore con la portata limite, ottenuta come riportato a seguire.

Calcolo della pressione media sul terreno

Nodo	Reazione di calcolo	Area di influenza	Pressione sul terreno
[-]	[kN]	[m ²]	[kN/m ²]
1	49.57	0.26	194.38
2	60.20	0.51	118.05
5	49.80	0.51	97.65
6	49.98	0.51	98.01
7	50.11	0.51	98.26
8	50.19	0.51	98.41
9	50.21	0.51	98.45
10	50.19	0.51	98.41
11	50.11	0.51	98.26
12	49.98	0.51	98.01
13	52.87	0.26	207.32
media	51.20	0.46	118.65

Calcolo della pressione limite sul terreno

Dimensioni geometriche fondazione

D	0.95	[m]
L	9.65	[m]
B	5.70	[m]
e _L	0.00	[m]
e _B	0.00	[m]
L'	9.65	[m]
B'	5.70	[m]

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ ₁	20	[kN/m ³]
Peso proprio del terreno di fondazione	γ ₂	19	[kN/m ³]
Peso proprio dell'acqua di falda	γ _w	10	[kN/m ³]
Angolo d'attrito	φ	26	[°]
Coesione efficace	c'	0	[kN/m ²]
Set di coefficienti parziali		M1	
Peso proprio del terreno di riporto	γ _{1_Mi}	20	[kN/m ³]
Peso proprio effettivo del terreno di fondazione	γ _{2_Mi}	9	[kN/m ³]
Angolo d'attrito fattorizzato	φ _{_Mi}	26	[°]
	φ _{_Mi}	0.45	[rad]
Coesione efficace fattorizzata	c' _{_Mi}	0	[kN/m ²]

Fattori di capacità portante

N_v	12.54
N_c	22.25
N_q	11.85

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

S_v	0.76
S_c	1.31
S_q	1.29

Fattori di profondità

(per $\varphi' > 0$)

d_v	1.00
d_c	1.06
d_q	1.05

Fattori di inclinazione del carico

(per $c' > 0$ e $\varphi' > 0$)

m_B	1.63
m_L	1.37
θ [°]	90
m	1.63
i_v	1.00
i_c	1.00
i_q	1.00

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_v	1.00
b_c	1.00
b_q	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

g_v	1.00
g_c	1.00
g_q	1.00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	q_{lim}	551	[kN/m ²]
Set di coefficienti parziali		R3	
	γ_R	2.30	
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q	239	[kN/m²]

Si evince, dal confronto della pressione media con quella limite, che la verifica è soddisfatta.