



COMUNE DI CAGLIARI

SERVIZIO MOBILITA' INFRASTRUTTURE VIARIE E RETI

Interventi infrastrutturali per la salvaguardia
da eventi eccezionali e manutenzione straordinaria
della rete pluviale nel territorio di Pirri
- Collettore 70 -

Progetto Esecutivo

RELAZIONE SPECIALISTICA
RELAZIONE SULLE STRUTTURE
CALCOLI ESECUTIVI

DATA:
Gennaio 2016

Aggiornamento:
Maggio 2021

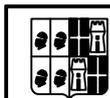
SCALA:

ALL.

2.6

Il Progettista

Dott. Ing. Giacomo Carrus

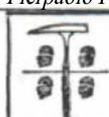


N. 5765

ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA DI CAGLIARI
Dott. Ing. GIACOMO CARRUS

Il Geologo

Dott. Geol. Pierpaolo Pili



N. 447

ORDINE DEI GEOLOGI
REGIONE SARDEGNA
Dott Geol. PIERPAOLO PILI

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing. Daniele Olla



COMUNE DI CAGLIARI

SERVIZIO MOBILITA' INFRASTRUTTURE VIARIE E RETI

INTERVENTI INFRASTRUTTURALI PER LA SALVAGUARDIA DA EVENTI ECCEZIONALI E MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELLA RETE PLUVIALE NEL TERRITORIO DI PIRRI - COLLETTORE 70 -

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SULLE STRTTURE CALCOLI ESECUTIVI

INDICE

1	PREMESSA.....	7
2	Oggetto e scopo	10
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
3.1	STRUTTURA	12
3.2	TERRENI E FONDAZIONI.....	12
3.3	ELENCO EUROCODICI	13
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	23
4.1	CALCESTRUZZI	23
4.2	ACCIAIO PER C.A.	31
5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	32
5.1	TERRENO DI FONDAZIONE.....	32
6	TIPO DI ANALISI SVOLTA E METODO DI CALCOLO	35
6.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO, TIPO DI ANALISI SVOLTA, CRITERI DI CONCEZIONE E DI SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE, MODELLAZIONE DEL TERRENO, PROPRIETÀ DEI MATERIALI, EFFICACIA DEL MODELLO	35
6.2	METODO DI CALCOLO.....	37
6.3	VERIFICHE DI OPERE IN CEMENTO ARMATO CON IL METODO DEGLI STATI LIMITE	38
6.4	CRITERI DI VERIFICA.....	40
7	SCHEMI STATICI E CARICHI APPLICATI.....	42
7.1	AZIONI DI PROGETTO	42
7.1.1	Azioni sulle strutture	42
7.1.2	Carichi permanenti	42
7.1.3	Sovraccarichi accidentali.....	42
7.1.4	Carichi orizzontali	47
7.2	Azione sismica	49
7.2.1	Vita nominale e periodo di riferimento	49
7.2.2	Caratterizzazione sismica dei terreni.....	53
7.2.3	Stati limite di esercizio	54
7.2.4	Stati limite ultimi.....	54
8	MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE	56
9	MANUFATTO DI COLEGAMENTO C70-C70 ESISTENTE	57

9.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	57
9.2	MODELLO	57
9.3	ANALISI DEI CARICHI.....	58
9.4	CONDIZIONI DI CARICO	60
9.5	PRESSIONI IN PLATEA	64
9.6	TENSIONI MASSIME	65
9.7	ARMATURE UTILIZZATE	67
10	Manufatto di collegamento C70-C70 bis.....	68
10.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	68
10.2	MODELLO	69
10.3	ANALISI DEI CARICHI.....	69
10.4	PRESSIONI IN PLATEA	71
10.5	TENSIONI MASSIME	72
10.6	ARMATURE UTILIZZATE	74
11	Manufatto di attraversamento Via Caracalla	75
11.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	75
11.2	MODELLO	76
11.3	ANALISI DEI CARICHI.....	77
11.4	PRESSIONI IN PLATEA	79
11.5	TENSIONI MASSIME	79
11.6	ARMATURE UTILIZZATE	81
12	Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 1600	82
12.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	82
12.2	MODELLO	83
12.3	ANALISI DEI CARICHI.....	83
12.4	DEFORMAZIONI E PRESSIONI IN PLATEA	85
12.5	TENSIONI MASSIME	86
12.6	ARMATURE UTILIZZATE	88
13	Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 1800	89
13.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	89
13.2	MODELLO	89
13.3	ANALISI DEI CARICHI.....	89
13.4	PRESSIONI IN PLATEA	91
13.5	TENSIONI MASSIME	92
13.6	ARMATURE UTILIZZATE	94
14	Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 2000	95
14.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	95
14.2	MODELLO	96

14.3	ANALISI DEI CARICHI.....	96
14.4	PRESSIONI IN PLATEA	98
14.5	TENSIONI MASSIME	99
14.6	ARMATURE UTILIZZATE	101
15	Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 2200	102
15.1	DESCRIZIONE DELL’OPERA	102
15.2	MODELLO	103
15.3	ANALISI DEI CARICHI.....	103
15.4	PRESSIONI IN PLATEA	105
15.5	TENSIONI MASSIME	106
15.6	ARMATURE UTILIZZATE	108
16	Verifica statica manufatto scatolare in c.a.	109
16.1	DESCRIZIONE.....	109
16.1.1	Metodo costruttivo	109
16.1.2	Caratteristiche del terreno di appoggio	110
16.1.3	Caratteristiche del terreno di riempimento.....	110
16.2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	110
16.3	CALCOLO DEL CARICO SULLA CALOTTA.....	111
16.3.1	Metodo di Caquot-Kerisel.....	111
16.4	SPINTA SUI PIEDRITTI	112
16.4.1	Spinta attiva - Metodo di Coulomb.....	112
16.4.2	Spinta in presenza di falda	112
16.4.3	Spinta a Riposo	113
16.4.4	Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe	113
16.4.5	Strategia di soluzione	113
16.5	GEOMETRIA SCATOLARE.....	114
16.5.1	Caratteristiche materiali utilizzati	115
16.5.2	Condizioni di carico	116
16.6	IMPOSTAZIONI DI PROGETTO	117
16.7	DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO.....	118
16.8	ANALISI DELLA SPINTA E VERIFICHE.....	121
16.8.1	Analisi della combinazione n° 1	123
16.8.2	Analisi della combinazione n° 2	123
16.8.3	Analisi della combinazione n° 3	123
16.8.4	Analisi della combinazione n° 4	124
16.8.5	Analisi della combinazione n° 5	124
16.8.6	Analisi della combinazione n° 6	124
16.8.7	Analisi della combinazione n° 7	124

16.8.8	Analisi della combinazione n° 8	125
16.8.9	Analisi della combinazione n° 9	125
16.8.10	Analisi della combinazione n° 10	125
16.8.11	Analisi della combinazione n° 11	126
16.8.12	Analisi della combinazione n° 12	126
16.8.13	Analisi della combinazione n° 13	126
16.8.14	Analisi della combinazione n° 14	126
16.8.15	Analisi della combinazione n° 15	127
16.8.16	Spostamenti.....	127
16.8.17	Sollecitazioni.....	134
16.8.18	Pressioni terreno.....	141
16.9	VERIFICHE COMBINAZIONI SLU	143
16.10	VERIFICHE COMBINAZIONI SLE	158
16.11	VERIFICHE FESSURAZIONE.....	161
16.12	INVILUPPO SPOSTAMENTI NODALI.....	163
16.13	INVILUPPO SOLLECITAZIONI NODALI.....	164
16.14	INVILUPPO PRESSIONI TERRENO	164
16.15	INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO (SLU).....	164
16.16	INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO (SLE)	165
16.17	SCHEMA STRUTTURALE.....	166
17	Verifica statica delle condotte delle reti in progetto	171
17.1	TUBI RIGIDI.....	171
17.2	TUBI FLESSIBILI.....	172
17.3	TUBI SEMI - RIGIDI	172
17.4	VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI RIGIDE.....	173
17.5	CARICO DEL TERRENO.....	174
17.5.1	Calcolo del carico dovuto al rinterro.....	175
17.5.2	Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili.....	178
17.5.3	Calcolo del carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo	179
17.5.4	Calcolo del carico dovuto alla pressione idrostatica esterna – posa in presenza di falda.....	180
17.5.5	Azione sismica	180
17.5.6	Carico totale sull'estradosso della tubazione	180
17.5.7	Valutazione del coefficiente di posa per tubazioni rigide	181
17.6	VERIFICA DI TUBAZIONI RIGIDE ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA.....	183
18	Risultati della verifica statica delle tubazioni rigide.....	185
18.1	TABULATO VERIFICA TUBAZIONE IN CLS DN 1600.....	185
18.2	TABULATO VERIFICA TUBAZIONE IN CLS DN 1800.....	187
18.3	TABULATO VERIFICA TUBAZIONE IN CLS DN 2000.....	188

18.4	TABULATO VERIFICA TUBAZIONE IN CLS DN 2200.....	190
19	Risultati della verifica statica delle tubazioni rigide a lungo termine.....	192
19.1	RELAZIONE DI CALCOLO CONDOTTA DN 1600.....	192
19.1.1	Verifica allo stato limite ultimo di resistenza.....	192
19.2	RELAZIONE DI CALCOLO CONDOTTA DN 1800.....	194
19.2.1	Verifica allo stato limite ultimo di resistenza.....	194
19.3	RELAZIONE DI CALCOLO CONDOTTA DN 2000.....	196
19.3.1	Verifica allo stato limite ultimo di resistenza.....	196
	DATI CONDOTTA	196
	RISULTATI CONDOTTA	197
	RISULTATI CONDOTTA	197
19.4	RELAZIONE DI CALCOLO CONDOTTA DN 2200.....	198
19.4.1	Verifica allo stato limite ultimo di resistenza.....	198

1 PREMESSA

Sono illustrati con la presente, i risultati dei calcoli esecutivi delle strutture in conglomerato cementizio armato normale, inerenti la progettazione esecutiva degli "Interventi infrastrutturali per la salvaguardia da eventi eccezionali e manutenzione straordinaria della rete pluviale nel territorio di Pirri - Collettore 70 nel Comune di Cagliari.

Relativamente alle opere in conglomerato cementizio armato previste nell'intervento, trattasi di manufatti scatolari interrati di forma regolare, di dimensioni differenti secondo il dimensionamento idraulico.

Il progetto è caratterizzato dalle seguenti opere principali:

- Manufatto di collegamento C70 – C70 esistente;
- Manufatto di collegamento C70 – C70 bis;
- Manufatto di attraversamento via Caracalla;
- Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 1600;
- Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 1800;
- Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 2000;
- Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 2200;

Per il calcolo sono stati utilizzati modelli tridimensionali rappresentativi dei vari elementi strutturali. Il calcolo è stato spinto ad un livello di dettaglio comprendente la specifica delle caratteristiche dei materiali, il dimensionamento della geometria degli elementi strutturali, la loro verifica strutturale e l'individuazione delle armature di pareti, platee e solette. Il dimensionamento e le verifiche statiche degli elementi strutturali sono stati eseguiti nel rispetto delle norme vigenti riportate al cap. 3.

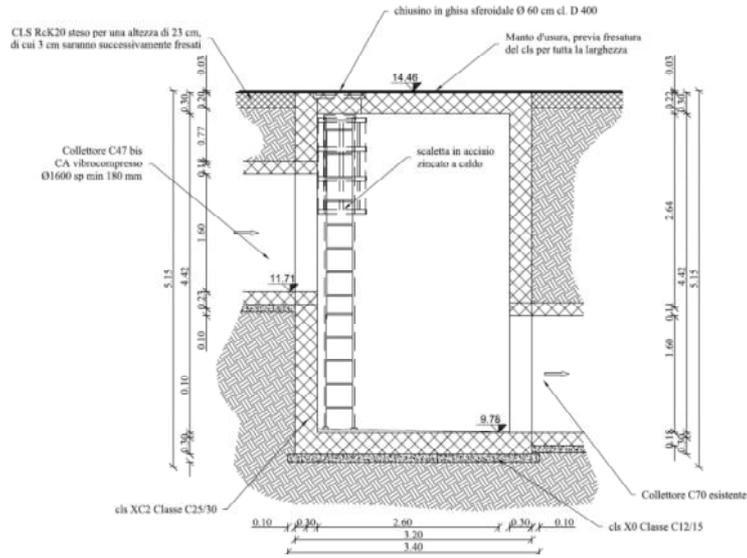
Per i manufatti interrati definitivi, avendo essi funzione di contenimento dei liquidi, si è scelta la tipologia tipica delle vasche con soletta di fondo, pareti perimetrali e soletta di copertura in C.A.

Per tali opere sono stati scelti calcestruzzi dotati di appropriata composizione, compattezza e resistenza, in modo da garantirne la dovuta durabilità nel tempo, considerando l'aggressività ambientale che li interessa.

Di seguito si illustrano le caratteristiche dimensionali, i carichi, le sollecitazioni e i risultati di dimensionamento delle singole opere suddette.

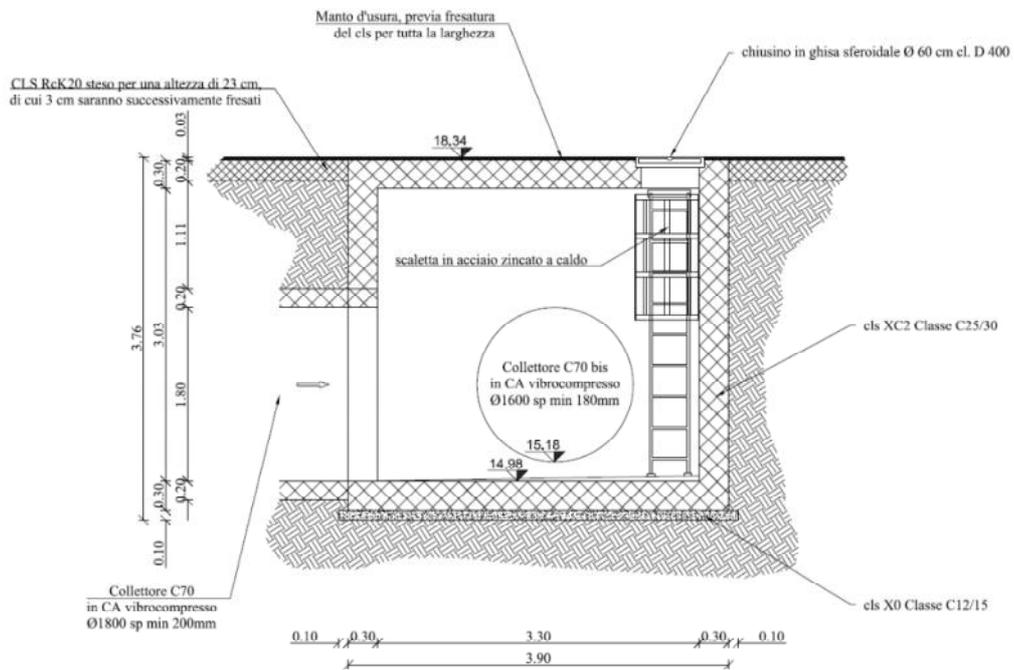
Manufatto C70-C70 esistente

SEZIONE B-B



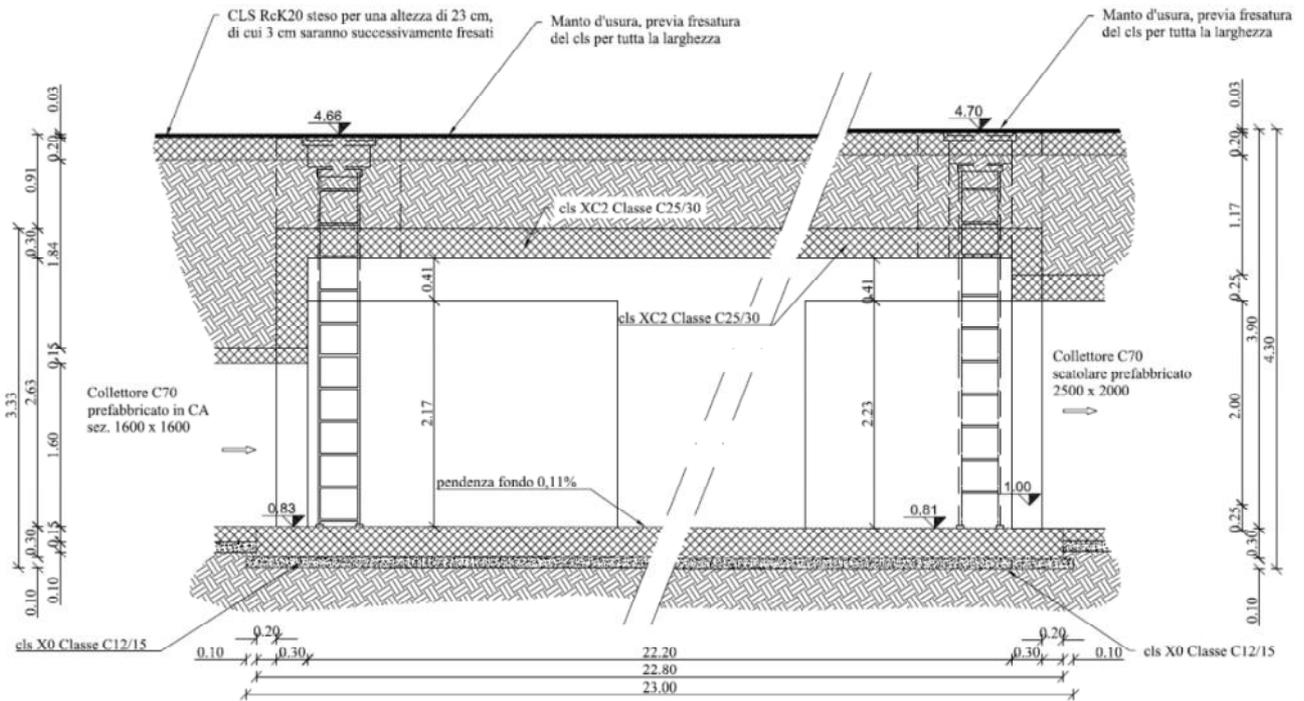
Manufatto C70-C70 BIS

SEZIONE B-B

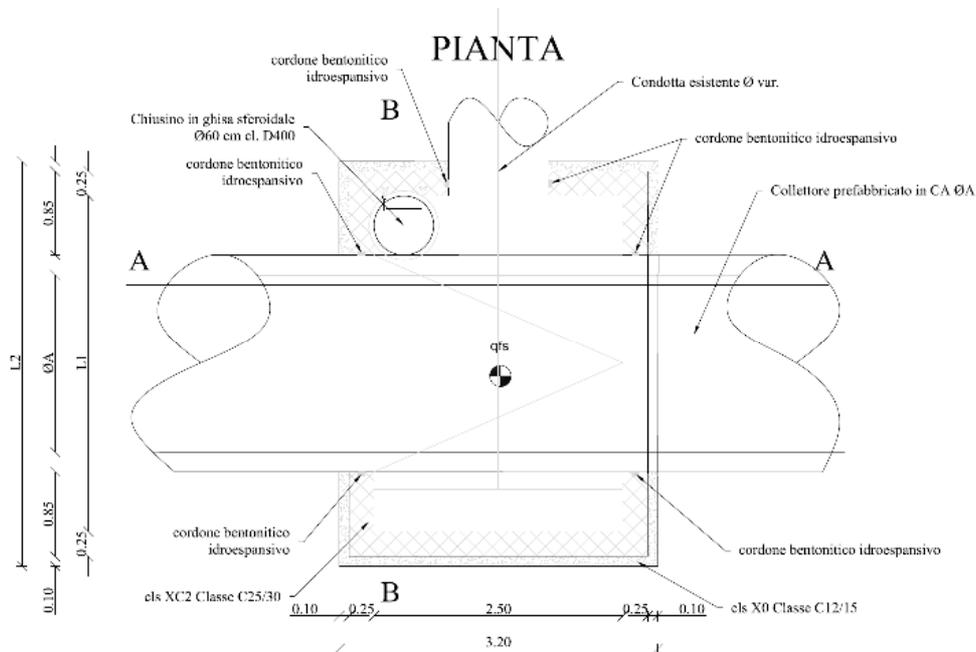


Manufatto di attraversamento di Via Caracalla:

SEZIONE A-A



Pozzetti tipo ispezione salto – condotta DN 1600-1800-2000-2200



2 Oggetto e scopo

Scopo specifico della presente relazione è il dimensionamento e la verifica, in ottemperanza alle normative vigenti anche in materia antisismica, con particolare riferimento ai requisiti richiesti per la corretta funzionalità dei manufatti in fase di esercizio, dei manufatti strutturali definitivi previsti nell'ambito dei lavori per la realizzazione degli "Interventi infrastrutturali per la salvaguardia da eventi eccezionali e manutenzione straordinaria della rete pluviale nel territorio di Pirri - Collettore 70 nel Comune di Cagliari".

Dal punto di vista strutturale e/o funzionale i manufatti si presentano totalmente interrati, per cui la principale azione agente sulle pareti è costituita dalla spinta del terreno circostante: si tratta di una azione che contrasta con la spinta prodotta dai fluidi contenuti all'interno dei manufatti.

Di tale spinta, così come del peso dei rinterri previsti sopra alle solette di copertura, si tiene conto ai fini di definire gli sforzi che si hanno nelle strutture per le condizioni di esercizio; per le condizioni sismiche si ritiene di considerare gli effetti indotti dall'azione sulle masse strutturali e l'incremento di spinta ad opera dei terreni circostanti.

Dal punto di vista sismico si rimanda allo specifico inquadramento riportato nel capitolo ad esso dedicato. Per maggiore chiarezza si riepilogano qui appresso le assunzioni di base per la stesura del progetto esecutivo:

- Tipo di costruzione 2
- Vita nominale dell'opera $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso Classe II
- Coefficiente d'uso $C_U = 2,0$
- Periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U = 50$ anni

Come già anticipato nella introduzione, nel seguito verranno forniti i calcoli di dettaglio relativi ai manufatti definitivi in C.A.:

- Manufatto di collegamento C70 – C70 esistente;
- Manufatto di collegamento C70 – C70 bis;
- Manufatto di attraversamento via Caracalla;
- Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 1600;
- Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 1800;
- Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 2000
- Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 2200.

Per tali manufatti verranno esposti i calcoli degli sforzi, ai quali faranno seguito le verifiche dello stato tensionale indotto, accompagnato dalle appropriate valutazioni concernenti l'adempimento dei limiti imposti per lo stato fessurativo prodotto dai carichi. Le strutture definitive, destinate al contenimento dei liquidi, sono previste totalmente interrate e quindi anche con funzione di contenimento della spinta dei terreni esterni, sono empiricamente appoggiate sul piano di fondazione, considerato come suolo elastico, sul quale esse si configurano come una piastra in c.a., armata in entrambe le direzioni, contornata da una parete verticale e ricoperta da una soletta superiore.

Per quanto concerne gli aspetti geologici e geotecnici ed in particolare l'assetto e la conformazione dei terreni di fondazione si rimanda ai seguenti documenti:

- PE.RG.101 "Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica";
- PE.RG.107 "Relazione Geotecnica e Geomeccanica".

La presente relazione è stata sviluppata in osservanza a quanto prescritto dal Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 con il quale sono state approvate le Nuove norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018) oltre che la successiva CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Nel draft dell'Appendice nazionale dell'Eurocodice 2 si stabilisce che le costruzioni, con vita nominale $V_n=50$ anni, ricadano in classe strutturale S4.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita delle strutture ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità delle strutture, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Il calcolo delle sezioni è stato eseguito con i metodi classici della scienza delle costruzioni nelle ipotesi di: mantenimento della planarità delle sezioni nella situazione deformata;

1. risposta elastica lineare e simmetrica dei materiali;
2. conglomerato non reagente a trazione.

Si precisa che i calcoli riassunti nella presente relazione sono stati condotti ai sensi dell'art. 37 del DPR 5 ottobre 2010 e pertanto **consentono la definizione e il dimensionamento delle opere in ogni loro aspetto generale e particolare** ed escludono la necessità di variazioni in corso di esecuzione.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 STRUTTURA

Legge 5 novembre 1971 N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

OPCM 3274 d.d. 20/03/2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, e successive modifiche e integrazioni (OPCM 3431 03/05/05).

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

Norme di cui è consentita l'applicazione ai sensi del cap. 12 del D.M. 14 gennaio 2008:

UNI EN 1990: 2004 - Eurocodice 1 – Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI ENV 1991-1-1: 2004; -1-2; 1-3; 1.5 ; UNI ENV 1991-2-4: 1997 - Azioni sulla struttura.

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio.

UNI ENV 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – “Linee Guida sul calcestruzzo strutturale” –

Circ. MIN.LL.PP. N.11951 del 14 febbraio 1992 - Circolare illustrativa della legge N. 1086.

D.M. 14 febbraio 1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. MIN.LL.PP. N.37406 del 24 giugno 1993 – Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 14 febbraio 1992.

D.M. 9 gennaio 1996 – Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996 n.252 AA.GG./S.T.C. - Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo e l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 09.01.1996.

D.M. 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

Circ. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./STC del 4 luglio 1996 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

D.M. 16.1.1996 - Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche

Circ. Min. LL.PP. 10.4.1997, n. 65 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996

D.M. 17.1.2018 - Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

3.2 TERRENI E FONDAZIONI

D.M. 11 marzo 1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circ. MIN.LL.PP. N.30483 del 24 settembre 1988 - Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre.

NTC 2018 – Nuove norme sismiche per il calcolo strutturale approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 – capitolo 6 Progettazione Geotecnica.

CIRCOLARE C.S. LL.PP 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 – capitolo 6 Progettazione Geotecnica.

3.3 ELENCO EUROCODICI

Con la Raccomandazione dell'11 dicembre 2003, n. 2003/887/EC, la Commissione europea ha invitato tutti gli Stati membri all'applicazione e all'uso degli Eurocodici per i lavori di costruzione e per i prodotti strutturali da costruzione.

Nel corso del 2004 alcuni Eurocodici, che erano delle norme sperimentali (identificate con la sigla ENV), hanno assunto la veste di norma armonizzata (identificata con la sigla EN). Si riporta nel seguito l'elenco degli Eurocodici aggiornati al 24 gennaio 2005.

UNI EN 1990:2004

Eurocodice 1 - Criteri generali di progettazione strutturale. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea EN 1990 (edizione aprile 2002). La norma stabilisce principi e requisiti per la sicurezza, l'esercizio e la durabilità delle strutture, descrive i criteri generali per la loro progettazione e verifica e fornisce linee guida per i correlati aspetti di affidabilità strutturale.

UNI EN 1991-1-1:2004

Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici. Versione ufficiale in lingua italiana della norma EN 1991-1-1 (edizione aprile 2002). La norma fornisce i criteri di progettazione e le azioni per la progettazione strutturale degli edifici e delle opere di ingegneria civile, inclusi alcuni aspetti geotecnici, relativamente ai seguenti argomenti: pesì per unità di volume di materiali da costruzione, peso proprio degli elementi costruttivi, sovraccarichi sugli edifici.

UNI EN 1991-1-2:2004

Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco. Versione ufficiale in lingua inglese della norma europea EN 1991-1-2 (edizione novembre 2002). La norma concerne le azioni termiche e meccaniche sulle strutture esposte al fuoco e considera gli effetti termici conseguenti ad azioni termiche nominali o definiti mediante modelli fisici di azione. I metodi di calcolo forniti sono applicabili agli edifici, con un carico di incendio commisurato all'edificio e alla sua destinazione d'uso.

UNI EN 1991-1-3:2004

Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - carichi da neve. Versione ufficiale in lingua inglese della norma europea EN 1991-1-3 (edizione luglio 2003). La norma definisce i criteri per determinare il carico dovuto all'azione della neve sugli edifici ed opere di ingegneria civile in luoghi fino a 1500 m sul livello del mare ed include i casi particolari di nevicate seguite da scioglimento e/o fenomeni ventosi. Sono esclusi: gli urti da caduta di neve da tetti, gli accumuli ai sistemi di evacuazione dell'acqua, i carichi addizionali dovuti ad accumuli che costituiscono ostacolo significativo per il vento, la presenza di neve o ghiaccio per periodi quasi annuali.

UNI EN 1991-1-5:2004

Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche. Versione ufficiale in lingua inglese della norma europea EN 1991-1-5 (edizione novembre 2003). La norma fornisce i principi e le regole per il calcolo delle azioni termiche su edifici, ponti e altre strutture, inclusi i loro elementi strutturali.

Sono inoltre forniti i principi necessari per il rivestimento di facciate con elementi discontinui. La norma descrive le variazioni nella temperatura degli elementi strutturali. I valori caratteristici delle azioni termiche sono presentati per l'impiego nella progettazione di strutture esposte a variazioni climatiche quotidiane e stagionali.

UNI ENV 1991-2-4:1997

Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2-4: Azioni del vento. Versione italiana alla norma europea sperimentale ENV 1991-2-4 (edizione maggio 1995). Fornisce regole e metodi per il calcolo dei carichi del vento su edifici fino a 200 m di altezza e sui loro componenti strutturali. I carichi del vento vengono calcolati per ciascuna delle aree di carico in considerazione, queste possono essere l'intera struttura o parti della struttura. Vengono fornite regole per ciminiere ed altre strutture a sbalzo (non sono forniti requisiti speciali per torri a traliccio), sono fornite regole per ponti e viadotti stradali e ferroviari fino a 200 m e per passerelle pedonali fino a 30 m. Ponti strallati e ponti sospesi non sono considerati da questa parte, così come non sono considerate antenne strallate e strutture off shore.

UNI ENV 1991-2-6:2000

Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2-6: Azioni sulle strutture - Azioni durante la costruzione. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1991-2-6 (edizione marzo 1997). La norma, sperimentale, fornisce principi ed azioni per la progettazione strutturale di edifici ed opere di ingegneria. Essa copre gli aspetti strutturali per le condizioni che si presentano temporaneamente durante l'esecuzione delle strutture. Si riferisce a tutte le situazioni nelle quali alle strutture è richiesta una prestazione adeguata.

UNI ENV 1991-2-7:2000

Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 2-7: Azioni sulle strutture - Azioni eccezionali dovute a impatti ed esplosioni. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale.

ENV 1991-2-7 (edizione agosto 1998). La norma, sperimentale, descrive una possibile strategia di sicurezza in caso di situazioni eccezionali e copre in dettaglio quelle dovute a urti ed esplosioni interne. Vengono considerate anche le azioni causate da attività umane ma sono escluse le azioni dovute ad esplosioni esterne, azioni di guerra e sabotaggi. Questa norma non considera gli eventi che sono considerati incidenti ma che non influiscono sulle strutture.

UNI ENV 1991-3:1998

Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 3: Carichi da traffico su ponti. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1991-3 (edizione marzo 1995). La norma, sperimentale, definisce i criteri per determinare il carico dovuto all'azione del traffico stradale e ferroviario sui ponti.

UNI ENV 1991-4:1997

Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 4: Azioni su silos e serbatoi. Versione in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1991-4 (edizione maggio 1995). Definisce i criteri per determinare le sollecitazioni dovute all'azione delle sostanze contenute nei silos e nei serbatoi.

UNI ENV 1991-5:2002

Eurocodice 1 - Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 5: Azioni indotte da gru e altre macchine. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1991-5 (edizione novembre 1998). La norma, sperimentale, specifica i carichi imposti (modelli e valori rappresentativi) associati a gru su binari, macchine stazionarie e veicoli per il trasporto per i quali, dove è rilevante, bisogna includere effetti dinamici e di frenatura, accelerazioni e forze eccezionali.

UNI ENV 1992-1-1:1993

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. Versione italiana della norma europea sperimentale ENV 1992-1-1 (edizione dicembre 1991). Fornisce le basi generali per la progettazione di edifici e di opere d'ingegneria civile di calcestruzzo armato ordinario e precompresso realizzato con aggregati di massa volumica normale. Fornisce inoltre regole dettagliate applicabili prevalentemente a edifici ordinari. L'applicabilità di tali regole può risultare ristretta sia per ragioni pratiche, sia per effetto di talune semplificazioni; il loro uso, nonché i limiti di applicazione

sono, ove necessario, spiegati nel testo. Appendice 1: Disposizioni supplementari per la determinazione degli effetti delle deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo; Appendice 2: Analisi non lineare; Appendice 3: Procedimenti progettuali aggiuntivi per l'instabilità; Appendice 4: Verifica delle inflessioni mediante calcolo.

UNI ENV 1992-1-2:1998

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio. Versione ufficiale in lingua italiana alla norma europea sperimentale ENV 1992-1-2 (edizione novembre 1995) e tiene conto dell'errata corrige del dicembre 1996. La norma, sperimentale, definisce i criteri di calcolo della resistenza all'incendio delle strutture di calcestruzzo, indicando le procedure di calcolo specifico per elementi sottoposti a fuoco.

UNI ENV 1992-1-3:1995

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-: Regole generali - Elementi e strutture prefabbricate di calcestruzzo. Versione italiana alla norma europea sperimentale ENV 1992-1-3 (edizione ottobre 1994). Fornisce una base generale per il progetto ed i particolari costruttivi delle strutture in calcestruzzo di edifici realizzati in parte o interamente con elementi prefabbricati.

UNI ENV 1992-1-4:1995

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-5: Regole generali - Calcestruzzo a struttura chiusa realizzato con aggregati leggeri. Versione italiana alla norma europea sperimentale ENV 1992-1-4 (edizione ottobre 1994). Fornisce una base generale per il progetto di edifici e di opere di ingegneria civile realizzati con calcestruzzo, armato e precompresso, con struttura chiusa prodotto con aggregati leggeri, così come definito nella ENV 206.

UNI ENV 1992-1-5:1995

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-5: Regole generali - Strutture con cavi non aderenti e cavi di compressione esterna. Versione in lingua italiana della norma sperimentale europea ENV 1992-1-5 (edizione ottobre 1994). Questa parte dell'Eurocodice 2 fornisce le basi generali per il progetto di elementi di calcestruzzo armato dotati di cavi non aderenti collocati entro o all'esterno del calcestruzzo. In aggiunta, questa parte 1-5 fornisce regole che sono principalmente applicabili agli edifici. Si applica a strutture soggette a significative sollecitazioni di fatica per effetto di carichi variabili. Non si applica a strutture i cui cavi restino solo temporaneamente non iniettati durante la costruzione. Non si applica a elementi precompressi mediante cavi collocati all'esterno dell'involuppo della struttura di calcestruzzo.

UNI ENV 1992-1-6:1995

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-6: Regole generali - Strutture di calcestruzzo non armato. Versione italiana della norma europea sperimentale ENV 1992-1-6 (edizione ottobre 1994). Fornisce specifici complementi per elementi di calcestruzzo di aggregati leggeri a struttura chiusa ai sensi della ENV 1992-1-4 e per strutture ed elementi prefabbricati di calcestruzzo, tratti dalla ENV 1992-1-3. Tuttavia, in questi casi, le regole di progetto potranno essere convenientemente modificate.

UNI ENV 1992-2:2000

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1992-2 (edizione settembre 1996). La norma, sperimentale, indica criteri per la progettazione strutturale dei ponti di calcestruzzo che sono complementari alle parti 1-1, 1-3, 1-5 dell'Eurocodice 2. Se non diversamente stabilito in questa parte i principi e le regole applicative nelle parti predette si applicano ai ponti. Questa parte si applica ai ponti stradali, pedonali e ferroviari la cui struttura è realizzata con calcestruzzo armato o precompresso; inoltre può essere usata per calcestruzzo ad alta resistenza o alleggerito purché le norme su questi materiali lo permettano.

UNI ENV 1992-3:2000

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 3: Fondazioni di calcestruzzo. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1992-3 (edizione dicembre 1998). La norma, sperimentale, contiene le regole aggiuntive per la progettazione degli elementi di fondazione di

calcestruzzo per gli edifici e per le opere di ingegneria civile e riguarda i requisiti di stabilità, resistenza, funzionalità e durabilità di tali elementi. La norma, sperimentale, non riguarda i pali infissi gettati in opera.

UNI ENV 1992-4:2001

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 4: Strutture di contenimento liquidi.

Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1994-4 (edizione dicembre 1998). La norma, sperimentale, parte 4 dell'Eurocodice 2 riguarda il progetto delle strutture di calcestruzzo semplice o debolmente armato, armato e precompresso per il contenimento di liquidi (serbatoi) o di solidi granuli (silos) e di altre strutture per il sostegno dei liquidi. I principi e le Regole di Applicazione forniti nella parte 4 riguardano il progetto degli elementi strutturali che sostengono direttamente i liquidi o i materiali immagazzinati (ossia i muri di serbatoi, vasche e silos). Gli elementi che sopportano queste parti strutturali primarie (per esempio, in un serbatoio pensile la struttura che sorregge il serbatoio) devono essere di regola progettati in accordo con la parte 1, fatta eccezione per le azioni di calcolo derivanti dal materiale contenuto che saranno calcolate secondo la parte 4.

UNI ENV 1993-1-1:1994

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-1-1 (edizione aprile 1992), dell'aggiornamento A1 (edizione dicembre 1994) e dell'aggiornamento A2 (edizione ottobre 1998) e tiene conto dell'errata corrige dell'ottobre 1992 (AC:1992). La norma, sperimentale, fornisce i criteri generali di progettazione di edifici e opere di ingegneria civile di acciaio. Si riferisce solamente ai requisiti di resistenza, esercizio e durata delle strutture. Altri requisiti, quali per esempio quelli dell'isolamento termico e acustico, non sono considerati. Non contiene i requisiti particolari per la progettazione in zone sismiche. Le regole inerenti a tali requisiti sono fornite nell'Eurocodice 8 che integra o adatta in modo specifico le regole dell'Eurocodice 3 a questo scopo. I valori numerici delle azioni sugli edifici e opere di ingegneria civile che devono essere considerati nel progetto non sono forniti nell'Eurocodice 3. Essi sono forniti nell'Eurocodice 1.

UNI ENV 1993-1-2:1998

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-1-2 (edizione settembre 1995). La norma, sperimentale, definisce i criteri di calcolo delle strutture metalliche a fronte delle sollecitazioni indotte dall'azione del fuoco.

UNI ENV 1993-1-3:2000

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-1-3 (edizione aprile 1996) e tiene conto dell'errata corrige dell'ottobre 1996 (AC:1997). La norma, sperimentale, riguarda la progettazione di membrane e lamiere gregate di acciaio ottenute mediante piegatura a freddo di prodotti piani laminati a caldo oppure a freddo, rivestiti e non rivestiti. Essa è destinata ad essere utilizzata per la progettazione di edifici ed opere di ingegneria civile unitamente alla UNI ENV 1993-1-1.

UNI ENV 1993-1-4:1999

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-4: Regole generali - Criteri supplementari per acciai inossidabili. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-1-4 (edizione settembre 1996). La norma, sperimentale, fornisce indicazioni supplementari per la progettazione degli edifici e delle opere di ingegneria che ampliano l'applicazione della UNI ENV 1993-1-1 e della UNI ENV 1993-1-3 all'uso degli acciai inossidabili austenitici e austeno-ferritici. Informazioni sull'acciaio inossidabile e sulla sua durabilità sono date nelle appendici A e B; aspetti di fabbricazione specifici per l'uso degli acciai inossidabili sono dati nell'appendice C che sarà in futuro superata dalla ENV 1090. Indicazioni per gli acciai inossidabili ferritici non sono incluse in questa parte 1-4.

UNI ENV 1993-1-5:2001

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Regole generali - Regole supplementari per lastre ortotrope in assenza di carichi trasversali. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-1-5 (edizione novembre 1997). La norma, sperimentale, fornisce prescrizioni supplementari per la progettazione di lastre ortotrope, con o senza irrigidimenti, da utilizzare unitamente alla ENV 1993-1-1 e alle altre parti della ENV 1993. Nella norma vengono indicati metodi per la determinazione degli effetti dell'instabilità locale da imbozzamento e per la valutazione della larghezza efficace in presenza dell'effetto "shear-lag" in sezioni da I o scatolari, appartenenti alle classi 3 e 4 (vedere 5.3.2 della ENV 1993-1-1). Sezioni di classe 1 o 2 possono essere coperte ugualmente da tale norma a patto di non considerare i metodi di valutazione della resistenza in campo plastico. I metodi forniti possono essere applicati anche a parti piane di serbatoi o silos con riferimento ai soli effetti nel piano.

UNI ENV 1993-1-6:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: Regole generali - Regole supplementari per le strutture a guscio. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-1-6 (edizione settembre 1999). La norma, sperimentale, si applica alla progettazione strutturale delle strutture avente forma a guscio o generate da rivoluzione di sezioni curve. Deve essere utilizzata unitamente alle parti 1-1,1-3,1-4 della ENV 1993.

UNI ENV 1993-1-7:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Regole generali - Regole supplementari per lastre ortotrope caricate al di fuori del loro piano. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-1-7 (edizione settembre 1999). La norma, sperimentale, indica i principi e i criteri applicativi per la progettazione strutturale di lastre ortotrope irrigidite e non irrigidite che sono caricate al di fuori del loro piano. Deve essere utilizzata unitamente alla parte 1-1.

UNI ENV 1993-2:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-2 (edizione ottobre 1997). La norma, sperimentale, fornisce le basi per la progettazione di ponti con struttura di acciaio e delle parti metalliche di ponti la cui struttura è realizzata con altri materiali. La norma fornisce prescrizioni sulla resistenza, affidabilità e durabilità delle strutture da ponte. Vengono considerate anche opere a carattere provvisoria. La norma non copre i ponti a struttura composta, per i quali si rimanda alla ENV 1994-2. Le prescrizioni contenute in tale parte sono complementari oppure modificano quelle contenute nella UNI ENV 1993-1-1. Indicazioni sull'esecuzione di ponti di acciaio sono fornite dalla UNI ENV 1090-5.

UNI ENV 1993-3-1:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-3-1 (edizione dicembre 1997). La norma, sperimentale, si applica alla progettazione di torri a traliccio e di pali tirantati. Vengono a tale proposito fornite anche indicazioni sui cavi di fissaggio. Le prescrizioni contenute in tale parte sono complementari oppure modificano quelle contenute nella parte 1. Le prescrizioni su elementi portanti di torri cilindriche autoportanti o tirantate sono fornite nella parte 3-2, che è da intendersi come completamento della parte 3-1. Indicazioni sulle azioni climatiche da considerare per torri a traliccio e pali tirantati sono indicate nell'appendice A.

UNI ENV 1993-3-2:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-3-2 (edizione dicembre 1997). La norma, sperimentale, si applica alla progettazione delle strutture di ciminiere verticali di acciaio aventi sezione circolare o conica. I casi coperti dalla norma sono quelli di ciminiere autoportanti, oppure dotate di sostegni a livello intermedio, oppure tirantate con cavi. Le prescrizioni contenute nella norma sono complementari oppure modificano quelle contenute nella parte 1-1. La norma copre le sole verifiche di resistenza statica, stabilità e fatica, essendo altri aspetti, come per esempio la resistenza alla corrosione, le prestazioni termodinamiche, l'isolamento termico, ecc., coperti dalle norme allo studio nel CEN/TC 297.

UNI ENV 1993-4-1:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 4-1: Silos, contenitori e condotte - Silos. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-4-1 (edizione settembre 1999). La norma, sperimentale, indica i principi e le regole per la progettazione strutturale di silos di acciaio a sezione circolare o rettangolare in posizione libera o appoggiata. La norma tratta i requisiti per la resistenza e la stabilità.

UNI ENV 1993-4-2:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 4-2: Silos, contenitori e condotte - Serbatoi. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-4-2 (edizione settembre 1999). La norma, sperimentale, fornisce principi e regole applicative per la progettazione strutturale di serbatoi di acciaio sopraelevati cilindrici verticali per lo stoccaggio di prodotti liquidi con le seguenti caratteristiche: a) pressioni interne caratteristiche non minori di -100 mbar e non maggiori di 500 mbar; b) temperatura di progetto del metallo nell'intervallo fra -196 °C e +300°C; c) massimo livello di progetto dei liquidi non maggiore della sommità del guscio cilindrico. La norma non tratta: - tetti flottanti e coperture flottanti; - resistenza all'incendio (consultare la ENV 1993-1-2).

UNI ENV 1993-4-3:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 4-3: Silos, contenitori e condotte - Condotte. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-4-3 (edizione settembre 1999). La norma contiene i principi e le regole esecutive per la progettazione delle strutture costituite da condotte di acciaio per il trasporto di liquidi o gas o loro miscele a temperatura ambiente non soggette ad altra norma europea che copre casi particolari.

UNI ENV 1993-5:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palandole. Versione ufficiale in lingua inglese della norma europea sperimentale ENV 1993-5 (edizione gennaio 1998). La norma, sperimentale, fornisce principi e regole applicative per la progettazione strutturale di pali e palancole di acciaio, compreso le palancole riempite di calcestruzzo. Il campo di applicazione include: - pali e palancole di acciaio per fondazioni di opere di ingegneria su terreno e fuori acqua; - strutture permanenti o temporanee necessarie per l'esecuzione di pali e palancole di acciaio; - strutture di contenimento permanenti o temporanee realizzate con palancole di acciaio, compreso qualsiasi tipo di paratia.

UNI ENV 1993-6:2002

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1993-6 (edizione giugno 1999). La norma fornisce principi e criteri applicativi per la progettazione strutturale degli apparecchi di sollevamento traslabili su travi o da altri apparecchi simili includenti gru ed altri elementi di acciaio. Queste prescrizioni integrano, modificano o superano quelle equivalenti date nella ENV 1993-1-1 alla quale si fa riferimento. Si applica a carri ponte all'interno di edifici o all'esterno. Carri ponte a luce ampia non sono coperti da questa norma, tuttavia alcune prescrizioni sono applicabili ad essi.

UNI ENV 1994-1-1:1995

Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. Versione in lingua italiana della norma sperimentale europea ENV 1994-1-1 (edizione ottobre 1992). Si applica nella progettazione di strutture e di elementi composti per edifici ed opere di ingegneria civile. Le strutture e gli elementi composti sono costituiti da acciaio per carpenteria e da calcestruzzo armato o precompresso, opportunamente collegati fra loro in modo da resistere ai carichi. L'Eurocodice 4 è suddiviso in varie parti. Questo Eurocodice si riferisce esclusivamente ai requisiti di resistenza, comportamento in servizio e durabilità delle strutture. Non prende in considerazione altri requisiti, quali, per esempio, l'isolamento termico e acustico.

UNI ENV 1994-1-2:2001

Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1994-1-2 (edizione ottobre 1994) e tiene conto dell'errata corrige del luglio 1995

(AC:1995). La norma, sperimentale, definisce i criteri di calcolo della resistenza delle strutture miste di acciaio e calcestruzzo a fronte delle sollecitazioni dovute all'incendio.

UNI ENV 1994-2:2002

Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Ponti a struttura composta. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1994-2 (edizione dicembre 1997). La norma, sperimentale, indica criteri di base per la progettazione dei ponti a struttura composta acciaio-calcestruzzo. Vengono forniti anche criteri specifici per la progettazione di elementi a struttura composta facenti parte di ponti stradali, ferroviari e pedonali, con indicazione di regole dettagliate su parti strutturali quali travi, impalcati, strutture scatolari e reticolari, solette e colonne. La norma non copre il caso di cavi non aderenti e di ponti strallati. Prescrizioni sul progetto di cavi ad alta resistenza, dispositivi di appoggio e giunti di espansione sono forniti nelle appendici A, B, e E della UNI ENV 1993-2

UNI EN 1995-1-2:2005

Eurocodice 5 - Progettazione di strutture di legno - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio. Versione ufficiale in lingua inglese della norma europea EN 1995-1-2 (edizione novembre 2004). La norma indica i criteri per la progettazione delle strutture di legno in situazioni di esposizione al fuoco da utilizzare a completamento di quelle date nelle UNI EN 1995-1-1 e UNI EN 1991-1-2. Nella norma sono identificate le differenze e i criteri aggiuntivi rispetto al dimensionamento a temperatura normale e sono trattati soltanto i metodi passivi di protezione e non quelli attivi. La norma si applica ad edifici ove è richiesto di evitare il collasso prematuro della struttura e di evitare la propagazione dell'incendio oltre la compartimentazione.

UNI EN 1995-2:2005

Eurocodice 5 - Progettazione di strutture di legno - Parte 2: Ponti. Versione ufficiale in lingua inglese della norma europea EN 1995-2 (edizione novembre 2004). La norma tratta la progettazione della struttura principale dei ponti, per esempio gli elementi strutturali per l'affidabilità dell'intera struttura o della maggior parte di essa, realizzata con legno o altri prodotti a base di legno, sia singolarmente sia abbinati con calcestruzzo-acciaio o altri materiali.

UNI ENV 1995-1-1:1995

Eurocodice 5 - Progettazione di strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. Versione in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1995-1-1 (edizione dicembre 1993). Si applica alla progettazione di strutture di legno, oppure di strutture fatte di legno (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo, e legno lamellare incollato) oppure di pannelli a base di legno - assemblate con adesivi o con mezzi meccanici. E' suddiviso in varie parti distinte. La presente prende in esame soltanto i requisiti di resistenza meccanica, comportamento in esercizio e durabilità delle strutture. Non riguarda l'isolamento termico e acustico.

UNI ENV 1996-1-1:1998

Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura - Parte 1-1: Regole generali per gli edifici - Regole per la muratura armata e non armata. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1996-1-1 (edizione giugno 1995). La norma definisce i criteri di calcolo delle strutture portanti realizzate con murature e considera la resistenza, i coefficienti di sicurezza e la durabilità.

UNI ENV 1996-1-2:1998

Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1996-1-2 (edizione luglio 1995). Definisce i criteri specifici di progettazione delle murature esposte alle azioni del fuoco e deve essere utilizzata con la ENV 1996-1-1, considera la resistenza e la affidabilità.

UNI ENV 1996-1-3:2002

Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura - Parte 1-3: Regole generali per gli edifici - Regole particolari per i carichi laterali. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1996-1-3 (edizione giugno 1998). La norma, sperimentale, fornisce le regole per la progettazione di muri di muratura non armata soggetti a carichi laterali dovuti al vento e carichi eccezionali

orizzontali (diversi da quelli indotti da azioni sismiche) che devono essere utilizzate insieme alla ENV 1996-1-1.

UNI ENV 1996-2:2001

Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura - Parte 2: Progettazione, selezione dei materiali e esecuzione di murature. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1996-2 (edizione novembre 1998). La norma, sperimentale, fornisce i principi e le regole di applicazione necessari ad una soddisfacente progettazione e costruzione di murature, al fine di soddisfare i presupposti di progettazione delle parti dell'Eurocodice 6.

UNI ENV 1996-3:2001

Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato e regole semplici per strutture di muratura. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1996-3 (edizione gennaio 1999). La norma, sperimentale, fornisce sia criteri di calcolo semplificati sia regole semplici per progettare le murature non armate quali, ad esempio, pareti sottoposte a carico verticale e del vento; pareti sottoposte a carichi concentrati, ecc.

UNI ENV 1997-1:1997

Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali. Versione in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1997-1 (edizione ottobre 1994). Tratta i requisiti di resistenza, stabilità e durabilità delle strutture geotecniche e deve essere adottata limitatamente alla UNI ENV 1991-1. Essa fornisce i criteri per calcolare le azioni originate da terreno, gli aspetti esecutivi, in quanto necessari, ed indica la qualità dei materiali e dei prodotti che devono essere adottati per soddisfare le prescrizioni di progetto. Gli aspetti sismici sono considerati nell'Eurocodice 8.

UNI ENV 1997-2:2002

Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Progettazione assistita da prove di laboratorio. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1997-2 (edizione aprile 1999). La norma, sperimentale, fornisce indicazioni per l'esecuzione, l'interpretazione e l'uso di prove geotecniche di laboratorio. La norma ha lo scopo di fornire assistenza per la progettazione geotecnica delle strutture. Essa deve essere utilizzata unitamente alla ENV 1997-1.

UNI ENV 1997-3:2002

Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 3: Progettazione assistita con prove in sito. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1997-3 (edizione luglio 1999). La norma, sperimentale, fornisce per alcune prove in campo quanto segue: - caratteristiche della attrezzature e procedimenti; - caratteristiche del rapporto di prova; - criteri di interpretazione del risultato. La norma fornisce un collegamento tra i requisiti di progettazione della parte 1 e i risultati di alcune prove in campo.

UNI EN 1998-5:2005

Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica. Versione ufficiale in lingua inglese della norma europea EN 1998-5 (edizione novembre 2004). La norma stabilisce i requisiti, i criteri e le regole per la progettazione di differenti sistemi di fondazione, per la progettazione di strutture di contenimento in terra e per l'interazione suolo-struttura quando sottoposti ad azioni sismiche.

UNI ENV 1998-1-1:1997

Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-1: Regole generali - Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1998-1-1 (edizione ottobre 1994). Contiene i requisiti fondamentali ed i criteri necessari per soddisfarli, applicabili agli edifici e alle opere di ingegneria civile in zona sismica e la sua combinazione con altre azioni. Alcune particolari tipologie strutturali necessitano di regole specifiche presentate nelle parti 2, 3, 4, 5 di questo Eurocodice.

UNI ENV 1998-1-2:1997

Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-2: Regole generali per gli edifici. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1998-1-2 (edizione ottobre 1994). Contiene le regole generali per la progettazione degli edifici in zona sismica e deve

essere usata congiuntamente con le parti 1-1 e 1-3. Indicazioni relative ad edifici costruiti su fondazioni con dispositivi isolanti non sono date in questo Eurocodice, il loro utilizzo non è vietato, a patto di condurre studi dettagliati.

UNI ENV 1998-1-3:1998

Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-3: Regole generali - Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1998-1-2 (edizione ottobre 1984). Contiene le regole generali per la progettazione degli edifici in zona sismica e deve essere usata congiuntamente con le parti 1-1 e 1-3. Indicazioni relative ad edifici costruiti su fondazioni con dispositivi isolanti non sono date in questo Eurocodice, il loro utilizzo non è vietato, a patto di condurre studi dettagliati.

UNI ENV 1998-1-4:1999

Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-4: Regole generali - Rafforzamento e riparazione degli edifici. Versione ufficiale in lingua italiana della normativa europea sperimentale ENV 1998-1-4 (edizione gennaio 1996). La norma, sperimentale, tiene conto dei requisiti di base fissati nelle parti 1-1, 1-2 e 1-3. Questa parte copre gli aspetti relativi alla riparazione e al rafforzamento degli edifici e dei monumenti (per quanto applicabili agli stessi) considerando i materiali usualmente impiegati per realizzare le strutture (calcestruzzo, acciaio, murature, legno). Lo scopo è quello di dare i criteri per valutare le prestazioni sismiche delle strutture esistenti, descrivere i criteri per individuare le misure correttive, dare i criteri di intervento.

UNI ENV 1998-4:2000

Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 4: Silos, serbatoi e tubazioni. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1998-4 (edizione gennaio 1998). La norma, sperimentale, fornisce i principi e i criteri applicativi per la progettazione antisismica ai fini strutturali delle attrezzature che hanno nel loro interno tubazioni, serbatoi di diverso tipo e destinazione o si applica a tubazioni, serbatoi indipendenti, quali per esempio acquedotti o gruppi di silos, contenenti materiale granulare; può anche essere usata quale base per valutare la resistenza delle attrezzature esistenti per portarle a soddisfare la norma. La norma può essere incompleta per progettare le attrezzature associabili a grandi rischi per la popolazione, per l'ambiente o che devono avere prestazioni aggiuntive stabilite.

UNI ENV 1998-2:1998

Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 2: Ponti. La norma, sperimentale, contiene i criteri applicabili per la progettazione dei ponti resistenti ai sismi. Considera primariamente le azioni orizzontali e le sollecitazioni degli elementi verticali ed inclinati.

UNI ENV 1998-3:1999

Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 3: Torri, pali e camini. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1998-3 (edizione novembre 1996). La norma, sperimentale, stabilisce i requisiti e i criteri per il calcolo della resistenza ai sismi delle strutture alte e snelle quali torri, pali, camini. Indicazioni complementari sono date per le strutture di calcestruzzo armato e per le strutture di acciaio. Indicazioni sono date per elementi non strutturali quali materiali di rivestimento per camini industriali. La norma non si applica alle torri di raffreddamento, alle strutture marine e ai camini di muratura.

UNI ENV 1999-1-1:2002

Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-1: Regole generali - Regole generali e regole per gli edifici. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1999-1-2 (edizione maggio 1998). La norma, sperimentale, tratta la progettazione delle strutture di leghe di alluminio a fronte di esposizione al fuoco, e deve essere utilizzata unitamente alla ENV 1999-1-1 e alla UNI ENV 1991-2-2. La norma identifica le differenze con la progettazione a temperatura normale e indica le prescrizioni supplementari. La norma tratta solo i metodi passivi di protezione. La norma si applica quando per ragioni di sicurezza generale il collasso prematuro delle strutture esposte al fuoco deve essere evitato.

UNI ENV 1999-1-2:2001

Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1999-1-2 (edizione maggio 1998). La norma, sperimentale, tratta la progettazione delle strutture di leghe di alluminio a fronte di esposizione al Fuoco, e deve essere utilizzata unitamente alla ENV 1999-1-1 e alla UNI ENV 1991-2-2. La norma identifica le differenze con la progettazione a temperatura normale ed indica le prescrizioni supplementari. La norma tratta solo i metodi passivi di protezione. La norma si applica quando per ragioni di sicurezza generale il collasso prematuro delle strutture esposte al fuoco deve essere evitato.

UNI ENV 1999-2:2002

Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 2: Strutture sottoposte a fatica. Versione ufficiale in lingua italiana della norma europea sperimentale ENV 1999-2 (edizione maggio 1998). La norma, sperimentale, fornisce i criteri di calcolo per la progettazione delle strutture di leghe di alluminio con rispetto allo stato limite di fatica che provoca fratture. Essa fornisce criteri per la progettazione mediante i seguenti metodi: - sicurezza in esercizio; - tolleranza nel danneggiamento; - progettazione mediante prove. Contiene inoltre i requisiti di qualità nella lavorazione necessari per assicurare il rispetto delle assunzioni di progetto.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

4.1 CALCESTRUZZI

Riferimenti normativi:

DM 2018	Norme tecniche per le costruzioni
UNI EN 1992-1-1	Progettazione delle strutture in c.a.
UNI EN 206-1	Calcestruzzo, specificazione, prestazione, produzione e conformità
UNI 11104 (la norma di recepimento in Italia della EN 206-1)	Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1 UNI 8520 Parte 1 e 2 Aggregati per calcestruzzo-Istruzioni complementari per l'applicazione in Italia della norma
UNI-EN 12620	Requisiti UNI 7122 Calcestruzzo fresco. Determinazione della quantità di acqua d'impasto essudata
EN 10080:2005	Acciaio per cemento armato
UNI EN ISO 15630	1/2 Acciai per cemento armato: Metodi di prova
EN 13670:2008	Execution of concrete structures

I calcestruzzi dovranno essere conformi alla UNI EN 206-1 e UNI 11104 e dovranno rispondere alle prestazioni riportate nelle tabelle successive

Tabella 1 Prestazioni del cls nelle strutture in fondazione ed elevazione (pozzetti).

Tipologia strutturale:	Fondazioni
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	C32/40 , Rck 40 N/mm ² (400 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido.
Classe di esposizione:	XC4
Rapporto acqua/cemento max:	0,50
Classe di consistenza:	S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante
Diametro massimo aggregati:	31.5 mm

Tabella 2 Prestazioni del cls nelle strutture in elevazione.

Tipologia strutturale:	Elevazione
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	C32/40 , Rck 40 N/mm ² (400 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido.
Classe di esposizione:	XC4
Rapporto acqua/cemento max:	0,50
Classe di consistenza:	S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante
Diametro massimo aggregati:	31.5 mm

Classe di resistenza

La classe di resistenza è stata definita in conformità alle Norme tecniche e alla norma UNI EN 206-1. Le resistenze adottate (vedi tabelle sopra riportate) soddisfano i valori minimi previsti dalla norma UNI 11104 per l'ambiente in cui è previsto che debbano lavorare i vari elementi strutturali.

Classe di esposizione ambientale

La classe di esposizione ambientale prevista per le strutture di fondazione tiene conto delle analisi effettuate sul terreno e riportate nella relazione sulle indagini ambientali allegata al presente progetto. La classe di esposizione ambientale prevista per le strutture in elevazione tiene conto del rischio di carbonatazione in regime ciclico di bagnato-asciutto, tipico della destinazione d'uso delle strutture. Le classi di esposizione ambientale hanno determinato la scelta delle caratteristiche minime dei calcestruzzi, la dimensione dei copriferri e la verifica dello stato limite di deformazione riportata nella relazione di calcolo allegata.

Classe di consistenza

Le classi di consistenza sono state stabilite ipotizzando l'utilizzo della pompa. La classe di consistenza prescritta è pari a S4 (vedi tabella sopra riportata). Nel caso che, per motivi legati all'operatività, venga richiesto di utilizzare una classe di consistenza diversa da quella prescritta, può venire autorizzata dalla DL e annotata sull'apposito registro di cantiere, adducendo le motivazioni della variazione. Il mantenimento della consistenza deve essere garantito per un tempo di almeno due ore dalla fine del carico dell'autobetoniera e comunque non meno di un'ora dall'arrivo dell'autobetoniera in cantiere, tempo in cui l'impresa deve completare lo scarico. Il fornitore di calcestruzzo e l'impresa devono programmare il getto in modo che il produttore cadenzi le consegne per dare il tempo necessario all'impresa di poter mettere in opera il materiale. Sono da evitare interruzioni di getto superiori a un'ora.

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Copriferro

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo la norma UNI EN 1992- 1-1 (sezione 4), in funzione delle classi di esposizione ambientali. Si ricorda che il valore del copriferro è misurato dal filo esterno delle staffe, per cui se verranno utilizzati distanziatori fissati alle barre longitudinali occorrerà sommare al valore fornito anche il diametro delle staffe e il raggio della barra. Le tolleranze di esecuzione dei copriferri sono quelle previste dalla norma EN 13670:2008: è stata considerata una tolleranza Δc_{dev} di 10 mm, come proposto dalla norma UNI EN 1992-1-1. Nel draft dell'Appendice nazionale dell'Eurocodice 2 si stabilisce

che le costruzioni, con vita nominale di 50 anni, ricadano in classe strutturale S4 e, pertanto, i valori minimi del copriferro sia per c.a. che c.a.p., possono essere dedotti direttamente dalla Tabella seguente alla riga corrispondente a tale classe strutturale (S4) in funzione della classe di esposizione ambientale (X0, XC, XD e XS).

Tabella 3 Valori del copriferro in funzione della classe strutturale e di esposizione ambientale.

CLASSE STRUTTURALE	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10 (10)	10(15)	10(20)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)
S2	10 (10)	10(15)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)
S3	10 (10)	10(20)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)
S4	10 (10)	15(25)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)
S5	15 (15)	20(30)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)
S6	20 (20)	25(35)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)	55(65)

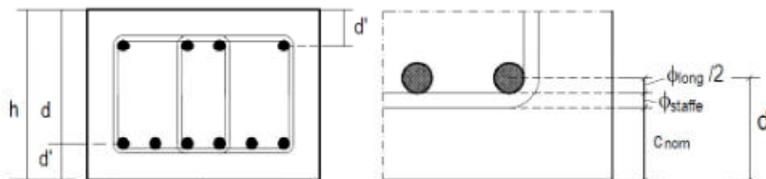
I valori di copriferro adottati nel presente progetto per le strutture di fondazione e in elevazione dei manufatti scatolari (pozzetti) sono pari a 3,50 cm.

MATERIALI E COPRIFERRI PER STRUTTURE IN CA

Classe di esposizione ambientale	Copriferro $c_{min,dur}$ [mm]							
	15	25	30	35	40	45	50	55
XC1	C25/30, 0.60, 300							
XC2	C25/30, 0.60, 300							
XC3	C28/35, 0.55, 320							
XC4	C32/40, 0.50, 340							
XD1	C28/35, 0.55, 320							
XD2	C35/45, 0.45, 360							
XD3	C35/45, 0.45, 360							
XS1	C28/35, 0.55, 320							
XS2	C35/45, 0.45, 360							
XS3	C35/45, 0.45, 360							
XF1	C28/35, 0.50, 320							
XF2 – XF3	C25/30, 0.50, 340							
XF4	C28/35, 0.45, 360							
XA1	C28/35, 0.55, 320							
XA2	C32/40, 0.50, 340							
XA3	C35/45, 0.45, 360							

$$c_{nom} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}) + 10 \text{ (mm)} \geq 20 \text{ mm}$$

$$c_{min,b} = \phi \sqrt{n_b} \quad n_b \text{ numero di barre di un eventuale gruppo di barre; per barra singola } n_b = 1.$$



Altezze d e d'

Prescrizione per inerti

Gli aggregati devono essere marcati CE secondo la norma UNI EN 12620[N16] con un sistema di attestazione 2+ e devono essere conformi alla norma UNI 8520-2[N15]. Il diametro massimo dell'aggregato grosso prescritto tiene conto degli spessori, delle geometrie e dei copriferri e interferri degli elementi strutturali. In funzione della disponibilità delle pezzature reperibili dai produttori di calcestruzzo in zona, sono accettabili solo diametri massimi minori o uguali a quelli prescritti.

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Il calcestruzzo, dopo il getto, deve essere protetto contro la veloce evaporazione dell'acqua, dal gelo, dagli agenti atmosferici.

Nei getti verticali, la stagionatura consiste nel mantenimento delle casseforme, per i getti orizzontali nell'applicazione di teli di plastica per il tempo necessario fissato dalle tabelle sotto riportate.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non **previa autorizzazione della Direzione Lavori.**

Tabella 3 Durata minima della stagionatura del cls.

Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 2 (corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 35% della resistenza caratteristica prescritta)			
Temperatura superficiale del calcestruzzo (t) °C	Tempo minimo della stagionatura, giorni ¹⁾		
	Sviluppo della resistenza del calcestruzzo ^{3) 4)} $(f_{cm,2} / f_{cm,28}) = r$		
	Rapido $r \geq 0,50$	Medio $0,50 > r \geq 0,30$	Lento $0,30 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	1,0	1,5	2,5
$25 > t \geq 15$	1,0	2,5	5
$15 > t \geq 10$	1,5	4	8
$10 > t \geq 5$	2,0	5	11
Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 3 (corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 50% della resistenza caratteristica prescritta)			
$t \geq 25$	1,5	2,5	3,5
$25 > t \geq 15$	2,0	4	7
$15 > t \geq 10$	2,5	7	12
$10 > t \geq 5$	3,5	9	18
Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 4 (corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 70% della resistenza caratteristica prescritta)			
$t \geq 25$	3	5	6
$25 > t \geq 15$	5	9	12
$15 > t \geq 10$	7	13	21
$10 > t \geq 5$	9	18	30
1) Più il tempo di presa se eccedente le 5 ore 2) Per temperature sotto i 5°C la durata dovrebbe essere prolungata della permanenza al di sotto di 5°C 3) Lo sviluppo della resistenza del calcestruzzo è il rapporto delle resistenza medie a compressione dopo 2 giorni e a 28 giorni determinate da prove iniziali o basata su prestazioni del calcestruzzo conosciute di composizione simile (vedi EN 206-1 sezione 7.2) 4) Per sviluppi della resistenza del calcestruzzo molto bassi, occorre dare le prescrizioni particolari nelle specifiche di esecuzione 5) Ammesso che il tempo di presa non superi 5h e la temperatura superficiale del calcestruzzo sia maggiore o uguale a 5°C.			

Controlli

Il calcestruzzo, secondo quanto previsto dalle Norme tecniche vigenti, deve essere prodotto da impianti dotati di un sistema di controllo permanente della produzione, certificato da un organismo terzo indipendente riconosciuto (FPC). È compito della DL accertarsi che i documenti di trasporto indichino gli

estremi della certificazione. Nel caso in cui il calcestruzzo sia prodotto in cantiere occorre che, sotto la sorveglianza della DL, vengano prequalificate le miscele da parte di un laboratorio ufficiale (di cui all'art. 59 del DPR 380/2001). Sul calcestruzzo dovrà essere eseguito il controllo di accettazione di tipo A secondo quanto previsto dal capitolo 11 delle Norme tecniche.

Prospetto classi di esposizione e composizione UNI EN 206-1

(UNI 11104 marzo 2004)

Tabella 4 Classe di esposizione e composizione del cls secondo uni en 206-1.

Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C Max	Rck min.	Dos. Min. Cem. [Kg]
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
<i>Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.</i>						
XC1	Asciutto permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						

XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
XF3*	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360

6 Attacco chimico **)

XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: *moderato* occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; *elevato* alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.
 **) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

Parametri caratteristici e tensioni limite per il metodo degli stati limite
 Tabella riassuntiva per vari Rck

Tabella 5 Parametri di resistenza del cls per vari Rck.

Rck	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
250	207.5	117.6	10.5	[kg/cm ²]
300	249.0	141.1	11.9	[kg/cm ²]
350	290.5	164.6	13.3	[kg/cm ²]
400	332.0	188.1	14.5	[kg/cm²]
450	373.5	211.6	15.7	[kg/cm ²]
500	415.0	235.2	16.8	[kg/cm ²]

legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);

$$f_{ck} = 0.83 Rck;$$

- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);

$$f_{cd} = acc \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c;$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm};$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

per classi ≤ C50/60

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60$$

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati):	0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate); 0.10mm/m (strutture armate).
Rigonfiamento in acqua (valori stimati):	0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate)
Dilatazione termica:	$10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.
Viscosità	$j = 1.70$.

4.2 ACCIAIO PER C.A.

(Rif. D.M. 14.01.2018, Cap. 11 par. 11.3.2)

Tabella 6 Parametri di resistenza dell'acciaio B450C.

Acciaio per C.A. tipo B450C saldabile (per barre e reti di diametro $6.0\text{mm} \leq \varnothing \leq 40.0\text{ mm}$)	
γ_s Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / g_s = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$
Allungamento	$A_{gt k} \geq 7,5 \%$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \leq 1.15$$

Diametro delle barre: $6 \leq \varnothing \leq 40 \text{ mm}$.

È ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 16 \text{ mm}$

Reti e tralacci con elementi base di diametro $6 \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralacci: $f_{min}/f_{max} \geq 0.6$

L'acciaio previsto nel presente progetto è del tipo B450C in barre d'acciaio ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$), rotoli ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$) e tralacci elettrosaldati ($6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 12 \text{ mm}$). Ognuno di questi prodotti è conforme alle Norme tecniche nelle quali sono specificate le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi e le condizioni delle prove di accettazione e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CE).

5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

5.1 TERRENO DI FONDAZIONE.

Dall'esame delle stratigrafie dei sondaggi si evince che i terreni interessati dalle opere in progetto saranno rappresentati, per quanto riguarda i sondaggi S1, S2, S6, S7 ed S8, da sedimenti sovraconsolidati riferibili ai termini più antichi dell'area in esame, rappresentati dalla formazione basale delle Arenarie di Pirri, costituita prevalentemente da sabbie e limi molto addensati e spesso irrigiditi da livelli cementati.

Nell'area sono rappresentate da sabbie più o meno limose dal tipico colore grigio – verde, da addensate fino a molto addensate, localmente ricche di noduli e concrezioni di carbonato di calcio; sono altresì presenti, intercalati nelle sabbie, strati di arenaria lapidea di spessore per lo più centimetrico.

A partire dal sondaggio S3 e proseguendo fino allo sbocco sul canale di *Terramaini*, i terreni di sedime delle opere in progetto sono rappresentati da termini contenenti una maggiore frazione argillosa che diventa preponderante in corrispondenza dei sondaggi S5, S2A ed S1A.

Questi ultimi sono caratterizzati da terreni di copertura poco addensati e plastici, al di sotto dei quali si rinvencono argille e marne argillose consistenti.

Per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica dei materiali e la classificazione delle terre HRB-AASHTO, sono state realizzate le seguenti prove su campioni ritenuti rappresentativi dei terreni oggetto di scavo:

Tabella 7 Parametri geotecnici f+determinati durante la campagna di indagine.

sondaggio	Profondità campione (m)	CNR-UNI 10006	Indice Plastico	Parametri geotecnici
S1	2.00 – 2.40	A6	12	$\varphi = 27,1^\circ$; $c = 24,1$ kPa; $\gamma = 1931$ Kg/m ³
S2	2.70 – 3.00	A4	9	$\varphi = 31,2^\circ$; $c = 23,1$ kPa; $\gamma = 1768$ Kg/m ³
S3	2.80 – 3.15	A4	7	$\varphi = 31,3^\circ$; $c = 23,6$ kPa; $\gamma = 1959$ Kg/m ³
S4	3.00 – 3.40	A7-6	21	$\varphi = 26,9^\circ$; $c = 33,8$ kPa; $\gamma = 1841$ Kg/m ³
S5	4.20 – 4.60	A7-6	33	$\varphi = 27,6^\circ$; $c = 34,2$ kPa; $\gamma = 2005$ Kg/m ³
S6	2.70 – 3.00	A2-4	8	$\varphi = 30,8^\circ$; $c = 32,7$ kPa; $\gamma = 1969$ Kg/m ³
S8	3.50 – 3.80	A4	9	$\varphi = 33,5^\circ$; $c = 26,3$ kPa; $\gamma = 1768$ Kg/m ³
S1A	2.30 – 2.50			$\varphi = 25^\circ$; $c = 24,9$ kPa; $\gamma = 1700$ Kg/m ³

La caratterizzazione geotecnica dell'area si è basata, oltre che sul rilevamento geologico diretto, sull'esame della bibliografia tecnica disponibile e dei dati provenienti da lavori precedentemente realizzati nel settore. Si è quindi realizzata un'indagine geognostica rappresentata da quattro sondaggi a carotaggio continuo integrati da prove penetrometriche dinamiche tipo SPT, prove di taglio diretto con scatola di Casagrande, e prove di caratterizzazione dei terreni tipo CNR UNI 10006.

La stratigrafia osservata è sintetizzabile come segue, a partire dal piano di campagna:

1) **Terreni di riporto detritici sabbiosi ghiaiosi** il cui spessore massimo osservato (sondaggio 2) è pari a 2,50 m. Sono costituiti prevalentemente da accumuli sabbiosi e ciottolosi detritici. Ai fini della valutazione delle caratteristiche geotecniche necessarie per valutare l'idoneità al riutilizzo in sito dei materiali di scavo e la stabilità di scavi su spessori rilevanti di tali materiali, è stata realizzata la caratterizzazione geotecnica su campioni di materiale rappresentativi.

Detti materiali sono stati attribuiti alla classe A2-4 secondo la classificazione CNR UNI 10006, generalmente rappresentata da ghiaia e sabbia limosa e argillosa.

Quando detto consentirebbe di valutare favorevolmente i parametri geotecnici dei terreni ai fini di un parziale riutilizzo per la realizzazione di riempimenti o rinfianchi, tuttavia l'esito delle indagini di caratterizzazione ambientale condotte portano ad optare per il non riutilizzo di tali materiali.

2) **Argille detritiche sabbiose**, con locale componente marnosa, da mediamente consistenti a consistenti, limi e sabbie fini argillose.

Rappresentano i termini alluvionali caratterizzanti il settore oggetto di studi e sono stati caratterizzati mediante prove di taglio diretto, prove SPT e prove speditive mediante pocket penetrometer.

I principali parametri geotecnici, desunti da prove di taglio diretto con Scatola di Casagrande, sono i seguenti:

Angolo di attrito interno $\phi = 25 - 26^\circ$

Coesione non drenata $C = 33 - 36 \text{ kPa}$

Peso di volume $\gamma = 1,75 - 2,00 \text{ t/m}^3$

Le prove penetrometriche realizzate indicano valori di N_{spt} pari a 13 e 16 a cui possono attribuirsi valori corrispondenti di indice di consistenza compresi tra $0,5 \div 0,75$, e tra $0,75 \div 1,00$ che indicano la presenza di sedimenti consistenti. Le classificazioni condotte attribuiscono a detti materiali un indice plastico pari a 19 corrispondente ad un materiale plastico ($15 < IP \leq 40$).

Le prove speditive mediante pocket penetrometer consentono di valutare il grado di addensamento stimare in prima approssimazione i valori di resistenza a compressione del terreno; nel caso dei materiali cui ci si riferisce i valori registrati sono dell'ordine di $2,7 - 3,4 \text{ Kg/cm}^2$ cui corrisponde la definizione di terreni molto consistenti.

3) **strato basale antico noto come "Formazione delle Arenarie di Pirri"**, rappresentato da sabbie quarzose micacee addensate, irrigidite dalla presenza di livelletti di arenaria lapidea. Ai fini che interessano il presente lavoro, le arenarie basali si possono considerare non comprimibili e, in grande, impermeabili.

Come detto in precedenza, ai fini che interessano, le arenarie basali si possono considerare non comprimibili e, in grande, impermeabili o poco permeabili.

Per quanto riguarda invece le sezioni di progetto più prossime allo sbocco sul canale di Terramaini, la caratterizzazione geotecnica si basa sull'esame di un sondaggio geognostico a carotaggio continuo realizzato in prossimità della sezione di progetto 33.

Dall'esame della stratigrafia si osserva che in quest'area gli strati portanti delle opere in progetto sono rappresentati da argille limose mediamente consistenti intercalate a livelli sabbiosi saturi di spessore decimetrico.

I relativi parametri geotecnici sono stati determinati attraverso una prova di taglio diretto con scatola di Casagrande eseguita su un campione rappresentativo e possono essere riassunti come segue:

Angolo di attrito interno $\phi = 21,6^\circ$

Coesione non drenata $C = 31,1 \text{ kPa}$

Peso di volume $\gamma = 1,72 \text{ t/m}^3$

Nel corso del sondaggio S1 non è stato intercettato il basamento, anche in questo caso rappresentato dai termini delle arenarie di Pirri, che in un vicino sondaggio sono state rinvenute a partire dalla profondità di 6,5 m dal pc.

Le misure speditive mediante pocket penetrometer sono state comprese tra 1 (in corrispondenza degli strati meno addensati) e $2,7 \text{ Kg/cm}^2$ cui corrisponde la definizione di terreni da consistenti a molto consistenti.

I modelli utilizzati al fine della verifica strutturale prevede che il sottosuolo sia caratterizzato da una relazione lineare fra il cedimento di un punto (s) e la pressione di contatto (p) nello stesso punto: $p = K s$,

ossia che il comportamento terreno sia valutato attraverso il modello di Winkler. Per quanto attiene al valore del coefficiente di reazione del terreno, o coefficiente di Winkler K [kg/cm^3], si adotterà in via cautelativa un valore pari a $5 \text{ kg}/\text{cm}^3$. Si riporta di seguito una tabella in cui vengono indicati i valori del coefficiente di Winkler in funzione della natura del terreno (secondo Pozzati). I terreni esaminati presentano una stratigrafia caratterizzata da un terreno prevalentemente sabbioso-ghiaioso a cui corrisponde un valore del coefficiente di Winkler pari a 10-25.

Tabella 8 Tabella dei Moduli di Winkler secondo Pozzati

MODULO DI REAZIONE "VERTICALE" DEL TERRENO [WINKLER]	
<i>Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI</i>	
Natura del terreno	K [Kg/cm ³]
torba leggera	0.6 ~ 1.2
torba pesante	1.2 ~ 1.8
terra vegetale	1.0 ~ 1.5
depositi recenti	1.0 ~ 2.0
sabbia di mare, fina	1.5 ~ 2.0
sabbia poco coerente	2.0 ~ 4.0
terra molto umida	2.0 ~ 3.5
terra poco umida	3.0 ~ 6.0
terra secca	5.0 ~ 10.0
argilla con sabbia	8.0 ~ 10.0
argilla grassa	10.0 ~ 12.0
sabbia compatta	8.0 ~ 15.0
ghiaia con sabbia	10.0 ~ 25.0
ghiaia compatta	20.0 ~ 30.0

6 TIPO DI ANALISI SVOLTA E METODO DI CALCOLO

6.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO, TIPO DI ANALISI SVOLTA, CRITERI DI CONCEZIONE E DI SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE, MODELLAZIONE DEL TERRENO, PROPRIETÀ DEI MATERIALI, EFFICACIA DEL MODELLO

Il metodo di calcolo adottato per le verifiche è il metodo degli stati limite. Il calcolo di dimensionamento e verifica delle strutture è stato eseguito in condizioni statiche mediante il software Sismicad, un programma di analisi strutturale ad elementi finiti che consente la risoluzione di generiche strutture, disposte nel piano o nello spazio, descritte mediante un insieme di elementi monodimensionali e bidimensionali (finiti).

Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei

nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcato dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.. Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica).

I NODI

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse.

Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

I MATERIALI

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

I CARICHI

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con

i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

GLI ELEMENTI FINITI

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

ELEMENTO SHELL (GUSCIO)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidità per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);

nodì di riferimento I, J, K, L;

spessore;

materiale;

pressioni e relative aliquote dinamiche;

temperatura;

gradiente termico;

carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

6.2 METODO DI CALCOLO

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t0 e l'istante finale di osservazione tf (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidità costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidità, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

È bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

6.3 VERIFICHE DI OPERE IN CEMENTO ARMATO CON IL METODO DEGLI STATI LIMITE

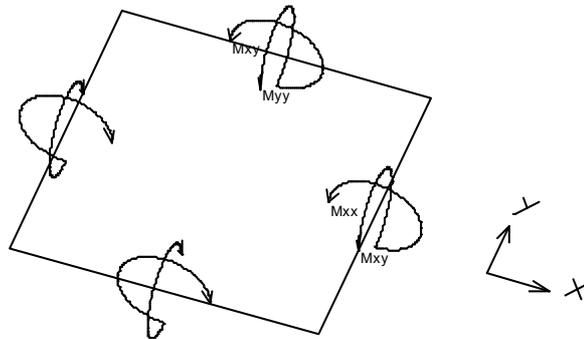
Sono individuate distinte convenzioni di segno in relazione al tipo di elemento strutturale a cui il guscio si riferisce:

- convenzione per gusci non verticali, originati ad esempio da piastre e platee;
- convenzione per gusci verticali, originati ad esempio da pareti e muri.

Convenzione di segno per gusci non verticali

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse x e y contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse (z) ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa. In particolare l'asse x ha proiezione in pianta parallela ed equiversa all'asse globale X. Nel caso di piastre orizzontali (caso più comune) gli assi x, y e z locali all'elemento sono paralleli ed equiversi agli assi X, Y e Z globali. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell'elemento la posizione dell'origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione.

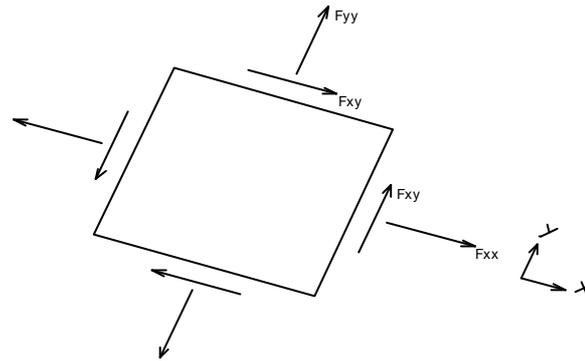
In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .



Si definiscono:

- M_{xx} : momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{yy} : momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{xy} : momento torcente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione F_{xx} , F_{yy} , F_{xy} .



Si definiscono:

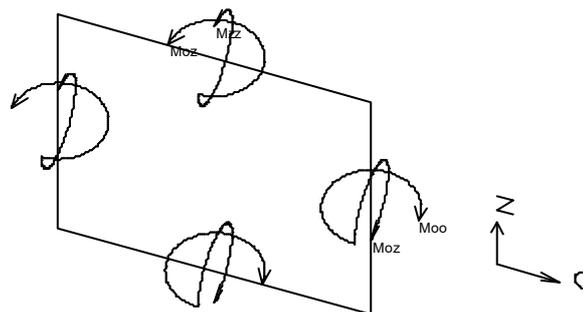
- F_{xx} : sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{yy} : sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale all'asse y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{xy} : sforzo di taglio [Forza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento guscio:

- V_x : taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse x ;
- V_y : taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse y .

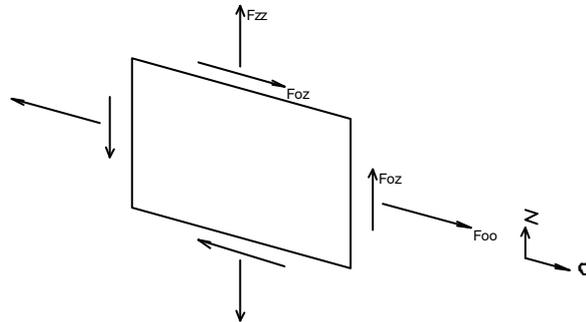
Convenzione di segno per gusci verticali

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse O (ascisse) e z (ordinate) contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa. In particolare l'asse O è orizzontale e l'asse z parallelo ed equiverso con l'asse Z globale. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell'elemento la posizione dell'origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione. In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{oo} , M_{zz} , M_{oz} .



- M_{oo} : momento flettente distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{zz} : momento flettente distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{oz} : momento 'torcente' distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell con indicato il sistema di riferimento i parametri di sollecitazione Foo, Fzz, Foz sono rispettivamente:



- Fzz: sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- Foo: sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- Foz: sforzo tagliante distribuito [Forza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento guscio:

- Vo: taglio fuori piano applicato al bordo di normale parallela all'asse O;
- Vz: taglio fuori piano applicato al bordo di normale parallela all'asse z.

6.4 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche strutturali sono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico degli stati limite applicato come descritto negli Eurocodici e nella vigente normativa italiana (D.M. 17/01/2018).

Sono considerati sia gli Stati Limite Ultimi, associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa, sia gli Stati Limite di Servizio, corrispondenti a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza sono condotte con il Metodo dei coefficienti parziali: in tutte le situazioni progettuali significative, si verifica che gli stati limite non sono superati quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli strutturali e di carico impiegati.

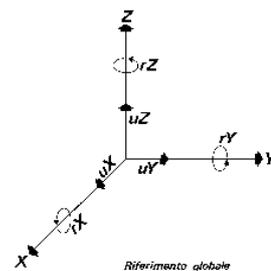
La verifica del non superamento delle situazioni limite consente di concludere che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la vita utile della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase esecutiva/costruttiva), è inferiore al valore prefissato dalla norma.

Le verifiche effettuate consentono di assicurare che:

- le azioni di progetto non provocano il collasso globale della struttura o del terreno (anche in situazioni eccezionali/accidentali come, ad esempio, in presenza di un evento sismico);
- gli effetti delle azioni di progetto non superano la resistenza di progetto della struttura allo stato limite ultimo;
- gli effetti delle azioni di progetto non superano i criteri di funzionalità per lo stato limite di servizio.

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).

Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).



7 SCHEMI STATICI E CARICHI APPLICATI

7.1 AZIONI DI PROGETTO

Sia per quanto concerne gli aspetti sismici, sia per quanto attiene le azioni sulle costruzioni, la progettazione è stata eseguita secondo le nuove “Norme Tecniche sulle Costruzioni” di cui al D.M. 17.01.2018, avendo adottato la metodologia di verifica agli Stati Limite.

Per la determinazione degli stati di sollecitazione dei vari manufatti, si è proceduto alla modellazione mediante un programma di modellazione ed analisi agli elementi finiti (F.E.M.).

Sono state considerate, oltre alle azioni di carattere gravitazionale derivanti dai pesi propri e dai sovraccarichi permanenti, le azioni derivanti dai sovraccarichi accidentali presenti al contorno della struttura. Ai fini del calcolo, per le azioni di tipo sismico, trattandosi di una struttura interrata, non si effettua un’analisi dinamica, essendo gli elementi interrati privi di modi eccitabili.

Stante le ricostruzioni stratigrafiche effettuate e le prove in situ di caratterizzazione meccanica fatta, il sottosuolo è stato classificato come categoria B e C.

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma.

In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello).

I manufatti sono costituiti da strutture in c.a. a portata bidirezionale del tipo *a piastra* con pareti verticali parallele, pertanto sono state schematizzate come elementi *gusci e piastre*, con i vari gradi di vincolo e forature, per quel che concerne le pareti in c.a., le solette e le platee dei manufatti;

7.1.1 Azioni sulle strutture

I valori delle azioni, di seguito assunti, sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite. Nei paragrafi successivi, si riportano le analisi dei carichi unitari applicati alle membrature costituenti le strutture. Bisogna notare che sono state considerate, quali azioni variabili, i carichi relativi ai ponti, in accordo a quanto contenuto nel cap. 5 del D.M. 17.01.2018.

7.1.2 Carichi permanenti

Questi carichi possono essere suddivisi in:

g1 = peso proprio della struttura, calcolato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo, pari a 25.00 kN/m³;

g2 = carichi permanenti portati, sono:

- Sovraccarichi permanenti sulla carreggiata, comprensivi di rinterro, pavimentazione, impermeabilizzazione ed imbottitura per le pendenze, pari a 9.00kN/m².

g3 = altre azioni permanenti, con questa voce si intendono i carichi dovuti alla spinta del terreno, funzioni delle caratteristiche del terreno di riporto e dell’altezza delle pareti verticali;

7.1.3 Sovraccarichi accidentali

Le azioni variabili da traffico sono state desunte secondo quanto descritto al par. 5.1.3.3 del D.M. 17.01.2018. In particolare, **soprattutto per il manufatto di collegamento Caracalla**, è stato individuato il numero delle corsie convenzionale in cui è possibile scomporre gli impalcati, e su di esse sono stati

applicati i carichi uniformemente distribuiti q_{ik} ed i carichi concentrati Q_{ik} secondo lo "Schema di Carico 1" descritto al par. 5.1.3.3.5. Il numero massimo delle colonne di carichi mobili utilizzabile nel calcolo del manufatto è due (essendo la larghezza della carreggiata effettivamente interessata al transito compresa fra 5,40 m e 6,00 m ed essendo la larghezza di ingombro convenzionale del mezzo di 3,00 m. In funzione di ciò, si ha:

- una prima colonna di carico costituita da un solo mezzo $Q_{1k} = 600$ kN (mezzo convenzionale a due assi, cioè quattro carichi concentrati da 150 kN) e da uno o più tratti di carico ripartito $q_{1k} = 9.00$ kN/m², su di una larghezza di 3.00m, disposti lungo la corsia in modo più sfavorevole;
- una seconda colonna di carico analoga alla prima ma con $Q_{2k} = 400$ kN, su quattro punti, e $q_{2k} = 2,5$ kN/m²;
- ad esclusivo vantaggio della sicurezza strutturale dell'opera sulle restanti zone è stato considerato un carico ripartito (oltre allo schema di carico 1 e schema di carico 2) di 9,00 kN/m².

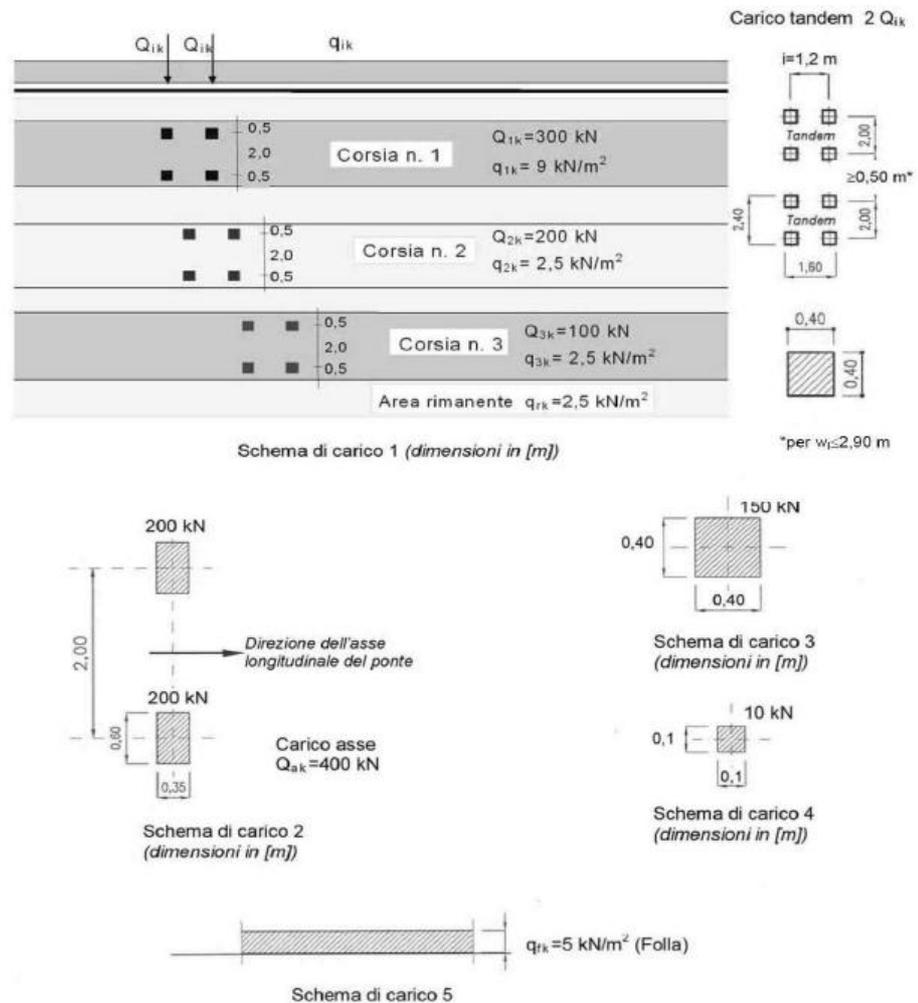


Fig. 5.1.2 - Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)

Tab. 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

I casi di carico sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3.3 del D.M. 17/01/2018.

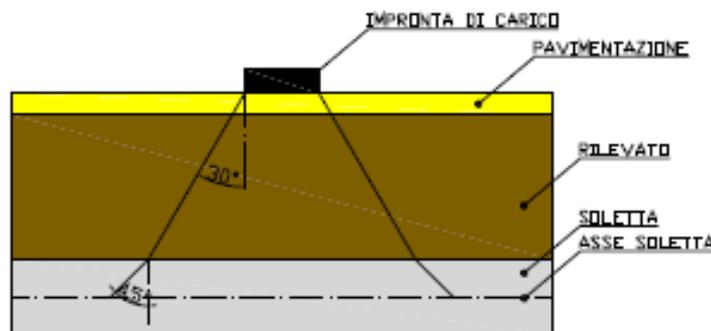
Lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti. I carichi concentrati sono pari a:

$Q_{1k} = 300$ kN ad asse (300 kN+ 300 kN = 600 kN) su corsia n. 1 di larghezza convenzionale pari a 3,00 m;
 $Q_{2k} = 200$ kN ad asse (200 kN + 200 kN = 400 kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3,00 m;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.40 x 1.60 m (1.60 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.40 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q_{1k} = 9$ kN/m² **applicato a tutte le colonne di carico** (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m²).

Lo schema di carico di tipo 1, unitamente al carico distribuito di 9,00 kN/m², è stato applicato direttamente sulla soletta di ciascun manufatto **ad eccezione del manufatto Caracalla** per il quale, stante la presenza sul traverso (soletta superiore) di uno strato di terreno di ricoprimento (costituito da ghiaia pezzatura 8-15 mm) dello spessore di circa 70 cm con sovrastante strato di 20 cm di calcestruzzo armato con rete elettrosaldata e tappetino di usura da 3,00 cm, è stato valutato un carico equivalente q_{eq} .

I carichi tandem, per il manufatto Caracalla infatti, sono stati posizionati ortogonalmente all'asse dello scatolare e ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso lo strato di rinterro/ricoprimento (in accordo al punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale N. 7 del 21/01/2019) e con un angolo di 45° nella soletta superiore dello scatolare. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9$ kN/m².



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

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

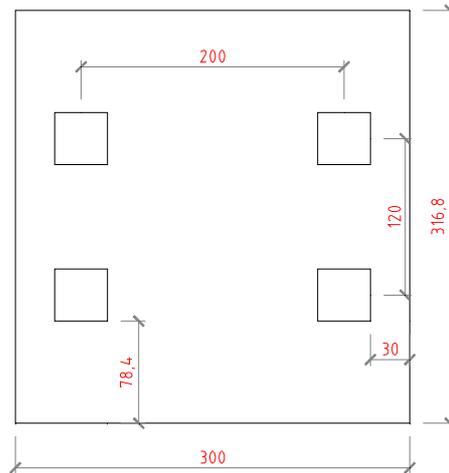
$$L_{dl} = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 45^\circ \times H_r + \tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$L_{dl} = 1.60 + 2 * (0,20 * \text{tg}30^\circ + 0,40) = 3,18 \text{ m}$$

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

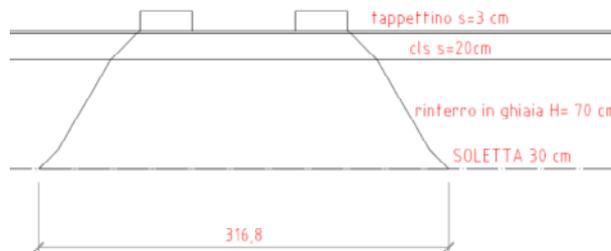
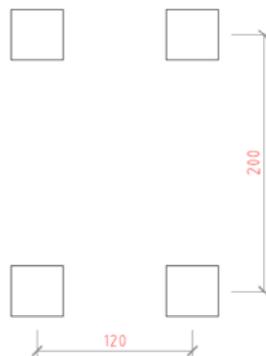
In direzione trasversale alla strada detta L_{dt} la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il ricoprimento superiore (rilevato stradale/ricoprimento) e di 45° sino al piano medio della soletta superiore e lungo lo spessore di finitura (20 cm di cls +3 cm di tappetino)

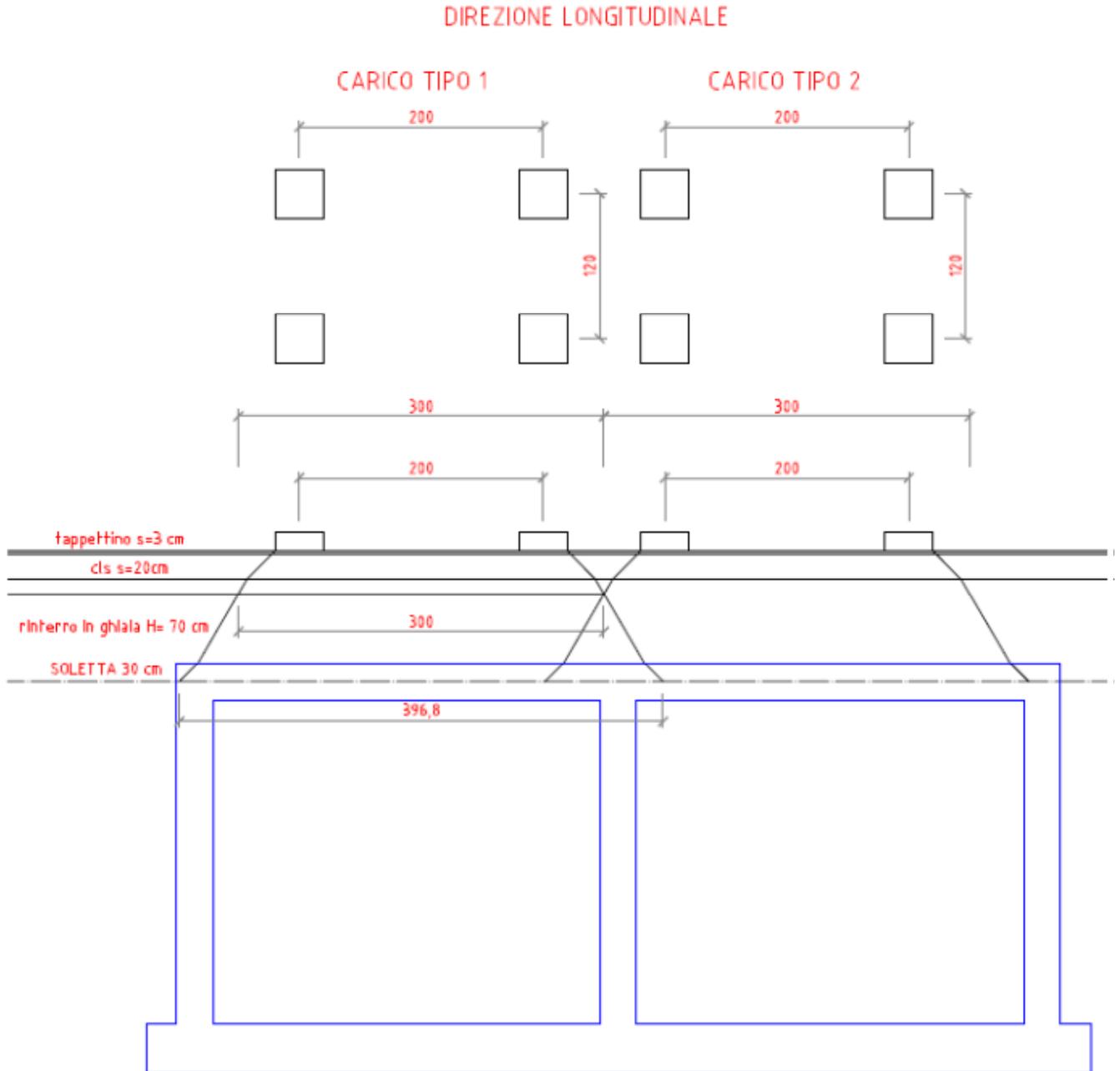


IMPRONTA 3 00X3 17=9.51 MQ

PRESSIONE SU IMPRONTA = 600.9.51= 63,10 KN/mq

CARICO DISTRIBUITO SU UNA STRISCIA = 63,10 KN/m





Risulta:

$$L_{dt} = 2.40 + [\tan 45^\circ \times H_f + \tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s / 2]$$

$$L_{dt} = 2.40 + 2 * (0.23 + 0.70 * \tan 30 + 0.17) = 3.968 \text{ m}$$

L_i valore di L_{dt} viene poi limitato in base alle seguenti circostanze:

presenza della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.30 m all'esterno dell'impronta del carico;

ne consegue che la massima diffusione del carico è pari a:

$$L_d = \tan 30 \times H_r + \tan 45 \times S_s / 2 = 0.07 + 0.23 = 0.30 \text{ m}$$

pertanto la larghezza di diffusione trasversale non può risultare superiore al valore di:

$$L_{dt,max} = 2.40 + 0.30 + 0.30 = 3,00 \text{ m}$$

Calcolo del carico distribuito equivalente al tandem

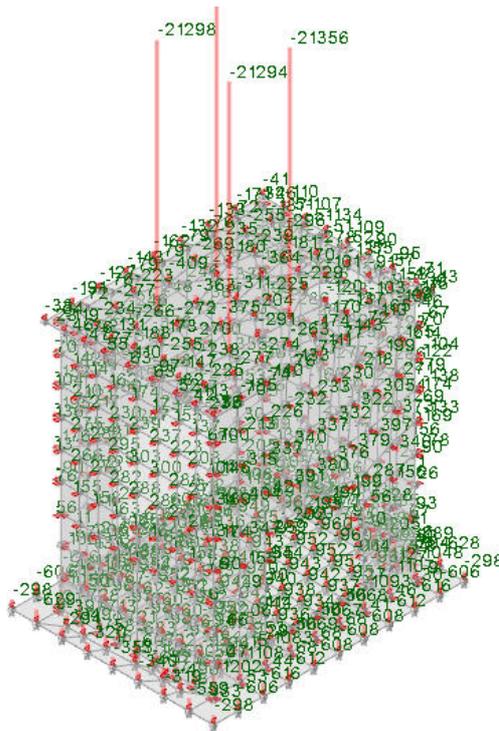
Avendo definito L_{dl} e L_{dt} si può valutare l'intensità del carico q_{eq} equivalente all'effetto indotto dai carichi tandem sulla soletta superiore dello scatolare:

Considerando il carico tandem dovuto solo alla prima colonna di carico (stante la sovrapposizione con la seconda)

$$q_{eq} = 2 \times Q_{1k} / (L_{dl} \times L_{dt,max}) = 600 / (3.00 \times 3.17) = \mathbf{63,10 \text{ kN/m}^2}$$

cui si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}^2$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q_{1k}).

Per le considerazioni sopraesposte il carico distribuito di $63,10 \text{ kN/m}^2$ cui somma l'ulteriore carico distribuito di 9 kN/m^2 è stato applicato sulla soletta di Caracalla ed effettuate le varie combinazioni di carico. Per i restanti manufatti i carichi di 300 kN/asse sono stati direttamente applicati sulle solette stante l'esiguo spessore del ricoprimento (3 cm) che non consente certamente di ripetere le considerazioni sopraesposte.



7.1.4 Carichi orizzontali

I carichi applicati alle pareti dei manufatti sono stati calcolati tenendo conto dell'azione del terreno e della spinta idrostatica dell'acqua, utilizzando rispettivamente le seguenti espressioni:

$$1) \quad S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_o \left(1 + 2 \frac{h}{H} \right)$$

dove:

$$K_o = (1 - \text{sen } \varphi) \text{ e } h = \frac{q}{\gamma};$$

H= altezza della parete al di sotto del piano di campagna;

γ = peso specifico del terreno;

K_o = coefficiente di spinta a riposo;

h = altezza equivalente di terreno;

q = sovraccarico distribuito sul terreno;

φ = angolo di attrito interno del terreno.

$$2) \quad S = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

dove:

H= altezza della parete al di sotto del piano di campagna;

γ = peso specifico dell'acqua;

Si sottolinea che nel dimensionamento delle strutture si prescindere dalle sollecitazioni orizzontali dovute dall'azione del vento essendo le stesse interrate.

L'analisi sismica della struttura è stata eseguita con il metodo pseudostatico. Di conseguenza si sono applicati alla struttura, in aggiunta agli altri carichi già presenti, le forze di inerzia prodotte dal sisma, rappresentate da carichi statici equivalenti (calcolati automaticamente dal software).

Essendo le strutture in progetto completamente interrate, non si considera su di essa agenti il sisma di progetto. Tuttavia, il problema dell'interazione terreno-struttura durante il sisma è stato considerato introducendo nell'analisi un carico rappresentativo dell'incremento di spinta.

Nel caso in esame, **strutture rigide completamente vincolate**, in modo tale che non si possa sviluppare nel terreno uno stato di spinta attiva, l'incremento dinamico di spinta del terreno è stato calcolato con la **formula di Wood**. L'entità di tale incremento è stata esplicitata, per ogni singolo manufatto, nelle analisi dei carichi, ma di fatto il software in fase di modellazione, applica le opportune forze sui nodi del modello FEM.

È possibile considerare infatti la spinta litostatica dovuta ad un determinato terreno, oltre l'eventuale sovraccarico agente in superficie e gli incrementi di spinta dati dal terreno nelle combinazioni sismiche.

È stato possibile pertanto scegliere il metodo da utilizzare per il calcolo della spinta litostatica e del relativo incremento dinamico dovuto al sisma optando per il metodo con Spinta a riposo K_o + incremento sismico alla Wood, trattandosi prevalentemente (tipologia di strutture scatolari) di muri rigidi o a rotazione impedita.

$$4) \quad \Delta P_d = \alpha \gamma H^2 \quad \text{dove:}$$

ΔP_d = sovrappressione dinamica;

$$\alpha = \frac{a_g}{g} S_S S_T \beta_m$$

H= altezza sulla quale agisce la spinta;

γ = peso specifico del terreno;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

a_g = accelerazione al sito espressa in $g/10$

β_m = coefficiente di riduzione massima attesa al sito

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} . Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo *rettangolare*, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

7.2 Azione sismica

Si riportano di seguito le ipotesi e le considerazioni effettuate per la determinazione dei parametri che definiscono le azioni sismiche.

Ai fini di tale valutazione, secondo le prescrizioni del D.M. 17.01.2018, occorre definire il periodo di riferimento per l'azione sismica VR inteso come intervallo temporale durante il quale la struttura deve rispettare e conservare le caratteristiche di resistenza, sicurezza e durabilità; ciò sia con riferimento al modo di esplicarsi delle azioni (azioni dirette, quali forze e carichi, azioni impresse, quali spostamenti o variazioni termiche, o azioni di degrado esogeno ed endogeno), sia con riferimento alla risposta strutturale (nei confronti di azioni statiche, quasi-statiche e dinamiche), sia in funzione della variabilità nel tempo dell'intensità delle azioni ad essa applicate.

Partendo dalla vita nominale V_n si determina il periodo di riferimento V_R in funzione del coefficiente d'uso C_u ; in seguito, si determinano i parametri necessari a definire lo spettro di risposta elastico per il sito in questione, in funzione della microzonizzazione sismica del territorio, della tipologia strutturale, della tipologia dei terreni di fondazione, tenendo conto in tal modo anche del "room effect" dell'area nonché dell'importanza dell'opera.

7.2.1 Vita nominale e periodo di riferimento

L'azione sismica è stata calcolata mediante **analisi sismica statica equivalente con analisi semplificata** (zone a bassa sismicità ai sensi delle NTC 2018). Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma.

Al fine della determinazione delle azioni sismiche sono stati individuati **la vita nominale V_n** e **la classe d'uso della struttura** in conformità a quanto prescritto dalle "**Norme tecniche per le Costruzioni**" e alla Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Facendo riferimento alle "**Norme tecniche per le Costruzioni**" le opere in oggetto risultano classificabili con una vita nominale V_n pari a 50 anni, come desumibile dalla tabella 2.4.I delle NTC, ed una classe d'uso pari a II, come si evince dal paragrafo 2.4.2 e dalla tabella 2.4.II delle NTC, a cui corrisponde un C_u pari ad 1,0.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Paragrafo 2.4.2 - Classe d'uso:

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Da quanto sopra discende che le opere in esame hanno un periodo di riferimento V_r pari a 50 anni, infatti:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dove V_N è la vita nominale pari a 50 anni e C_U è il coefficiente d'uso pari a 1,0.

Tipo di costruzione: 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn: Default (50)

Classe d'uso: II

Località: Sardegna
 Latitudine ED50 39.2537° (39° 15' 13")
 Longitudine ED50 9.1286° (9° 7' 43")
 Altitudine s.l.m. 16.71 m

Vr: Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	30	Default (0.0186)	Default (2.61)	Default (0.273)
SLD	Default (63)	50	Default (0.0235)	Default (2.672)	Default (0.296)
SLV	Default (10)	475	Default (0.05)	Default (2.884)	Default (0.34)
SLC	Default (5)	975	Default (0.0603)	Default (2.976)	Default (0.372)

Adeguamento edificio esistente

Percentuale di adeguamento (%): 100

Parametro percentuale di adeguamento: Tr

Calcola I.R. per elementi nuovi:

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con materiali aventi Livello di conoscenza = Nuovo.

Le NTC fissano per ciascun stato limite di esercizio, stato limite di operatività (SLO) e stato limite di danno (SLD), e per ciascun stato limite ultimo, stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e stato limite di prevenzione del collasso (SLC), la probabilità di superamento P nel periodo di riferimento Vr (tabella 3.2.I).

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P _{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

In funzione dei valori del periodo di riferimento VR e della probabilità di superamento PVR, si calcola per ciascun stato limite il tempo di ritorno Tr dell’evento mediante la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Si riportano nelle tabelle successive i valori del tempo di ritorno Tr ricavati per il caso specifico in esame (Vr=50).

STATI LIMITE DI ESERCIZIO			
SLO		SLD	
PROBABILITA' DI SUPERAMENTO NEL PERIODO DI RIFERIMENTO	81%	PROBABILITA' DI SUPERAMENTO NEL PERIODO DI RIFERIMENTO	63%
PERIODO DI RITORNO (anni)	30	PERIODO DI RITORNO (anni)	50

STATI LIMITE ULTIMI			
SLV		SLC	
PROBABILITA' DI SUPERAMENTO NEL PERIODO DI RIFERIMENTO	10%	PROBABILITA' DI SUPERAMENTO NEL PERIODO DI RIFERIMENTO	5%
PERIODO DI RITORNO (anni)	475	PERIODO DI RITORNO (anni)	975

La tabella 2 dell’allegato B delle NTC consente di ricavare per la località in esame, fissato il tempo di ritorno TR, i valori dei parametri che consentono di costruire gli spettri sismici.

TABELLA 2: Valori di a_g, F_0, T_c^* per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401

Tr (anni)	30			Tr (anni)	50			Tr (anni)	475			Tr (anni)	975		
ag/g	F0	Tc* (s)	ag/g	F0	Tc* (s)	ag/g	F0	Tc* (s)	ag/g	F0	Tc* (s)	ag/g	F0	Tc* (s)	
0.0186	2.61	0.273	0.0235	2.672	0.296	0.05	2.884	0.34	0.0603	2.976	0.372				

Dove:

a_g = accelerazione orizzontale al sito espressa in g/10 (PGA);

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (adimensionale);

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale espresso in secondi.

Si riportano di seguito gli spettri sismici calcolati.

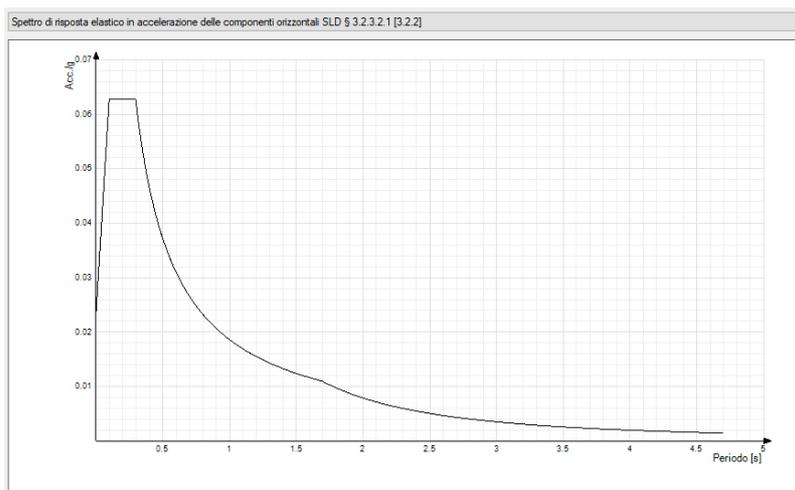


Figura 1 Spettro di risposta sismica

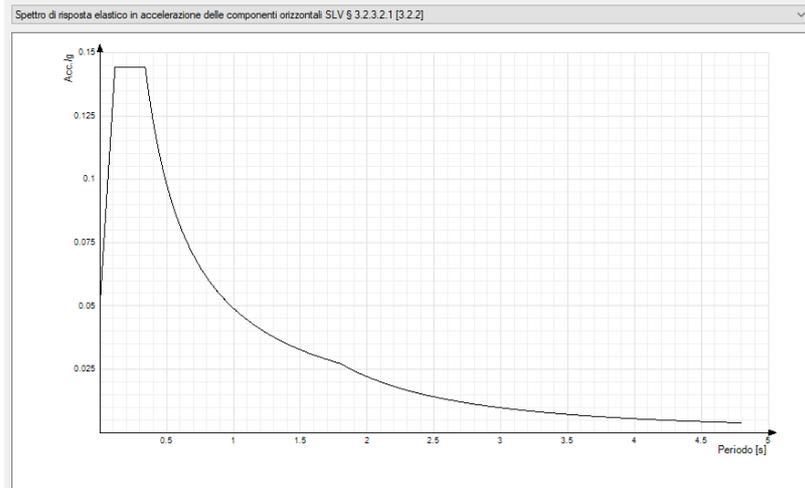


Figura 2 Spettro di risposta sismica

Al fine del calcolo si è adottato il metodo semplificato previsto dalle NTC 2018 per le zone a bassa sismicità.

7.2.2 Caratterizzazione sismica dei terreni

Con riferimento alle prospezioni geologiche effettuate ed alle indicazioni contenute in norma, è stato possibile classificare la categoria di sottosuolo del sito in oggetto, al fine di determinare gli effetti di amplificazione sismica locale dovuti alle conformazioni geologiche presenti. Stante le ricostruzioni stratigrafiche effettuate e le prove in sito di caratterizzazione meccanica fatta, il sottosuolo è stato classificato per tutti i litotipi di **categoria B e C** e cioè:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Essendo l'opera posizionata su superficie pianeggiante, la zona si classifica come categoria topografica T1.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.2.3 Stati limite di esercizio

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*, in cui a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo tutti gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti la per le sue funzioni, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi. Per tale stato limite di esercizio la probabilità di superamento nel periodo di riferimento cui riferire l'azione sismica corrispondente, è pari a $P_{VR} = 81\%$;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*, in cui a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo tutti gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti la per le sue funzioni, subisce danni, ma tali da non comportare interruzioni d'uso significative e da non mettere a rischio gli utenti. La struttura, nel suo complesso, non deve risultare compromessa significativamente, in termini di rigidità e resistenza, nei confronti delle azioni orizzontali e verticali, mantenendosi utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Per tale stato limite di esercizio la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a $P_{VR} = 63\%$.

7.2.4 Stati limite ultimi

- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*, in cui a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, e significativi danni dei componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva ancora una parte della resistenza e della rigidità nei confronti delle azioni verticali, ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni sismiche orizzontali. Per tale stato limite ultimo la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a $PVR = 10\%$.
- *Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC)*, in cui a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, oltre a danni molto gravi dei componenti strutturali. La costruzione, però, conserva ancora un margine di sicurezza nei confronti delle azioni verticali, ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni orizzontali. Per tale stato limite ultimo la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a $PVR = 5\%$.

Tabella 9 Tabella riepilogativa dei parametri per la determinazione dell'azione sismica

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Lineare Statica (sismica equivalente)
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2018 – Circolare 21/01/2019 N. 7

NORMATIVA

Zona sismica	Zona a bassa sismicità
Coeff.moltiplicativo sisma	1
Sd (T1)	0.1
Eccentricità accidentale	5%
λ	0.85
Fattori di struttura per il sisma orizzontale	$q_{or} = 1.3$
Accelerazione (ag (g))	0.10

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.49 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 6.00$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.00$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.23 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 2.83$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.41$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood
Angolo diffusione sovraccarico	34,00 [°]

8 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

Nel seguito si descrivono i modelli agli elementi finiti utilizzati per valutare le sollecitazioni agenti sulle diverse strutture in funzione dei carichi di progetto.

I risultati ottenuti sono stati validati con verifiche manuali e confronti con risultati ottenuti su modelli semplificati. I tabulati di calcolo comprensivi della descrizione completa del modello, e dei risultati dell'analisi per sollecitazioni e deformazioni, vengono forniti in allegato.

La definizione del modello geometrico del corpo costituente la struttura in progetto, finalizzata all'impiego di un codice di calcolo automatico in grado di risolvere l'analisi di modelli tridimensionali globali, è stata perseguita mediante la discretizzazione in elementi finiti bidimensionali tipo "shell" dei componenti strutturali continui, quali pareti, platee di fondazione e solette di copertura.

Con riferimento agli elementi bidimensionali tipo plate, è stato tenuto conto del comportamento a lastra-piastra, definendo i parametri di membrane thickness e di bending thickness relativi rispettivamente al regime membranale e a quello flessionale.

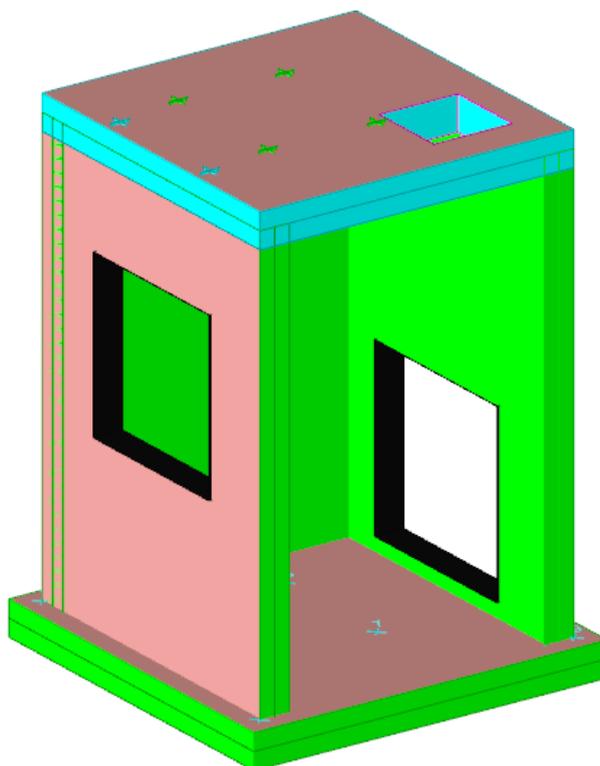
Per quanto attiene i vincoli esterni, si è scelto di modellare il terreno di fondazione con un letto di molle dotate di una rigidezza verticale pari alla costante di Winkler, agenti al di sotto delle platee di fondazione, di spessore adeguato in grado di avere una sufficiente rigidezza rispetto alla sovrastruttura.

9 MANUFATTO DI COLEGAMENTO C70-C70 ESISTENTE

9.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Si tratta di un manufatto scatolare interrato delle dimensioni lorde esterne di 320x320 cm e altezza 495 cm completamente interrato rispetto al piano stradale. La platea di fondazione e la soletta di copertura hanno uno spessore di 35 cm, mentre le pareti perimetrali hanno uno spessore di 30 cm. Il copriferro nominale per tutto il manufatto è di 35 mm.

Figura 3 Schematizzazione grafica della struttura



Si riportano le dimensioni architettoniche degli elementi strutturali sopra richiamati:

Elemento strutturale Scatolare	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Spessore (cm)
Platea scatolare	3.60	3.60	35
Pareti scatolare	3.20	3.20	30
Soletta scatolare	3.20	3.20	35

9.2 MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato mediante elementi “gusci - piastre” raggruppati in elementi omogenei (platea di fondazione, pareti verticali e soletta carrabile) di cui si riporta una sintesi:

Tabella 10 Gruppi strutturali omogenei – Pozzetto.

Numero gruppo	Descrizione gruppo
1	Pareti verticali pozzetto

2	Soletta carrabile
3	Platea fondazione (fondo)

Al fine di considerare la risposta del terreno, simulato come suolo elastico alla Winkler, si è assegnato al gruppo vincoli di platea un valore della costante K (Winkler) scaturito dalle indagini geotecniche a corredo del progetto e dalle successive elaborazioni delle prove di laboratorio dei terreni pari a 2,10 daN/cm³

Tabella 11 Costante di sottofondo utilizzata per la schematizzazione del terreno.

Numero gruppo	Descrizione gruppo	Note
3	Vincoli di platea cost. sottofondo = 2,10 daN/cm ³	

9.3 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello).

I manufatti sono costituiti da strutture in c.a. scatolari, con pareti verticali parallele, pertanto le strutture oggetto del presente dimensionamento sono state schematizzate come elementi gusci e piastre, con i vari gradi di vincolo e forature, per quel che concerne le pareti in c.a., le solette e le platee dei manufatti;

Nel dimensionamento della struttura si prenderanno in considerazione i seguenti carichi:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e non (g1) e carichi permanenti portati (g2) (copertura terreno vegetale, sovrastruttura stradale, etc.);
- azioni variabili: i carichi variabili da traffico o sosta di mezzi di servizio (q1);
- incremento dinamico dei carichi mobili dovuto ad azioni dinamiche (q2);
- azioni sismiche (q6);

I carichi applicati alle pareti delle vasche sono stati calcolati tenendo conto dell'azione del terreno, della spinta idrostatica del refluo veicolato e dell'eventuale carico indotto dal passaggio di automezzi sopra i manufatti utilizzando rispettivamente le seguenti espressioni:

$$1) \quad S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_o \left(1 + 2 \frac{h}{H} \right)$$

dove:

$$K_o = (1 - \text{sen } \varphi) \text{ e } h = \frac{q}{\gamma};$$

S= spinta del terreno nel sul quale grava un sovraccarico dovuto da traffico veicolare;

H= altezza della parete al di sotto del piano di campagna;

γ= peso specifico del terreno;

K_o = coefficiente di spinta a riposo;

h = altezza equivalente di terreno;

q = sovraccarico distribuito sul terreno;

φ = angolo di attrito interno del terreno;

$$2) \quad S_l = \frac{1}{2} \gamma_l H_l^2$$

dove:

H_l= altezza della parete al di sotto del piano di campagna;

γ_l= peso specifico dell'acqua;

$$p_i = \gamma_l \times H_l$$

$$p_t = \gamma_t \times H_t$$

p_i = pressione idrostatica alla profondità H_l .

p_t = pressione orizzontale del terreno alla profondità H_t

Si sottolinea che nel dimensionamento delle strutture si prescindere dalle sollecitazioni orizzontali dovute dall'azione del vento essendo le stesse di entità trascurabile rispetto alle altre forze in gioco.

Di seguito si riportano i valori dei carichi relativi alle pressioni del terreno sulle pareti laterali del manufatto.

Azioni del terreno laterale (pietrisco pezzatura 8-15 mm - $\gamma = 1950 \text{ Kg/m}^3$)

CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DEL TERRENO	Parete 1		Parete 2	
	Larghezza esterna parete	L ₁ = 3,20 m	L ₂ = 3,20 m	L ₂ = 3,20 m
	Altezza parete sotto il p.d.c.	H = 4,65 m	H = 4,65 m	H = 4,65 m
	Sovraccarico sul terreno	q = 900 kg/mq	q = 900 kg/mq	q = 900 kg/mq
	Peso specifico terreno	γ_T = 1950 kg/mc	γ_T = 1950 kg/mc	γ_T = 1950 kg/mc
	Altezza equivalente	h ₁ = 0,46 m	h ₁ = 0,46 m	h ₁ = 0,46 m
	Angolo di attrito interno del terreno	ϕ = 34,00 0,5934	ϕ = 34,00 0,5934	ϕ = 34,00 0,5934
	-	90 1,5708	90 1,5708	90 1,5708
	Coefficiente di spinta a riposo	K ₀ = 0,44	K ₀ = 0,44	K ₀ = 0,44
	Spinta unitaria del terreno	S _T = 11137,85 Kg/m	S _T = 11137,85 Kg/m	S _T = 11137,85 Kg/m
	Spinta del terreno sulla parete	S _{Ttot} = 35641,11 Kg	S _{Ttot} = 35641,11 Kg	S _{Ttot} = 35641,11 Kg
	Pressione baricentrica terreno	P _{GT} = 2395,24 kg/mq	P _{GT} = 2395,24 kg/mq	P _{GT} = 2395,24 kg/mq
	Pressione min	P _{min} = 396,73 kg/mq	P _{min} = 396,73 kg/mq	P _{min} = 396,73 kg/mq
	Pressione max	P _{max} = 4393,74 kg/mq	P _{max} = 4393,74 kg/mq	P _{max} = 4393,74 kg/mq

Al fine di valutare l'interazione terreno struttura il valore della spinta è stato incrementato secondo la teoria di Wood dei seguenti valori (valutato automaticamente dal software):

INCREMENTO SPINTA DINAMICA DEL TERRENO						
		SLE (SLO)	SLE (SLD)	SLU (SLV)	SLU (SLC)	
Incremento spinta dinamica Wood	D _p =	262,93	332,20	706,80	932,98	kg/mq
coefficiente	a =	0,030	0,038	0,080	0,106	
Peso specifico del terreno	g =	1900	1900	1900	1900	kg/mc
Altezza su cui agisce la spinta	H =	4,65	4,65	4,65	4,65	m
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S _s =	1,60	1,60	1,60	1,60	
Coefficiente di amplificazione topografica	S _t =	1,00	1,00	1,00	1,00	
Accelerazione	a _g =	0,18	0,23	0,49	0,65	m/s ²
Accelerazione massima attesa al sito	B _m =	1	1	1	1	

Azioni dell'acqua.

I carichi applicati alle pareti dei manufatti sono stati calcolati tenendo conto dell'azione dell'acqua, utilizzando la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

dove:

h = altezza del battente idrico all'interno dei manufatti;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

a vantaggio della sicurezza si è considerato il caso in cui l'altezza del pelo libero della corrente coicida con l'altezza utile dello scatolare (collettore in pressione):

CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DELL'ACQUA	Platea/pareti					
	Pressione baricentrica acqua	$P_{GW} =$	4350	kg/mq		
	Spinta Max sulla parete	$S_{Wtot} =$	49198,5	Kg		
			Parete 1		Parete 2	
	Larghezza interna	$l_1 =$	2,60	m	$l_2 =$	2,60 m
	Altezza interna	$h =$	4,35	m	$h =$	4,35 m
	Peso specifico acqua	$\gamma_w =$	1000	kg/mc	$\gamma_w =$	1000 kg/mc
	Pressione baricentrica acqua	$P_{GW} =$	2175	kg/mq	$P_{GW} =$	2175 kg/mq
	Area sezione compressa	$A =$	11,31	mq	$A =$	11,31 mq
	Spinta unitaria	$S_w =$	9461,25	Kg/m	$S_w =$	9461,25 Kg/m
Spinta sulla parete	$S_{Wtot} =$	24599,25	Kg	$S_{Wtot} =$	24599,25 Kg	
Pressione min	$P_{min} =$	0	kg/mq	$P_{min} =$	0 kg/mq	
Pressione max sul fondo e al piede della parete	$P_{max} =$	4350,00	kg/mq	$P_{max} =$	4350,00 kg/mq	

9.4 CONDIZIONI DI CARICO

I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari in modo da poter generare le combinazioni necessarie. Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica allo stato limite ultimo SLU. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio SLE (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono state stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al capitolo 2 delle nuove norme tecniche per le costruzioni (NTC18).

Per il dettaglio delle combinazioni di carico considerate si rimanda ai tabulati di calcolo. I manufatti sono costituiti da strutture scatolari la cui soletta sarà interessata da traffico veicolare.

ANALISI DEI CARICHI

Le azioni principali considerate nel calcolo sono:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e non (g_1) e carichi permanenti portati (g_2) (pavimentazione stradale, marciapiedi sicurvia, parapetti, attrezzature stradali etc.);
- azioni variabili: i carichi variabili da traffico (q_1) sono definiti dagli schemi di carico convenzionali e disposti su corsie convenzionali;

Carichi permanenti: il peso proprio è stato calcolato considerando l'effettivo peso della soletta in c.a. del manufatto. A partire dal peso specifico dell'acciaio e del cemento armato si è determinato il peso per unità di lunghezza dei singoli elementi strutturali.

Per la pavimentazione stradale si considera un pacchetto della sovrastruttura composto da strato di usura (spessore medio 3 cm), con il quale verrà sagomata la pendenza trasversale delle solette in c.a.

Azioni variabili - Azioni variabili da traffico: i carichi accidentali agenti sull’impalcato sono definiti dal D.M. 17.01.2018 secondo gli schemi di carico convenzionali disposti su corsie convenzionali posizionati in modo da produrre *gli effetti più sfavorevoli* ai fini della stabilità degli elementi dell’impalcato.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei manufatti è quello massimo compatibile con la larghezza della soletta/carreggiata, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti carrabili si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (par. 5.1.3.3.3 Schemi di carico NTC 2018):

corsia unica:	Carico asse Q_{ik} :	300 kN	Carico distribuito q_{ik} : 9 kN/m ²
----------------------	------------------------	--------	---

I carichi variabili da traffico sono definiti da 6 schemi di carico disposti su corsie convenzionali in funzione della larghezza della geometria del ponte di cui si riporta un breve inciso tratto dalle NTC2018.

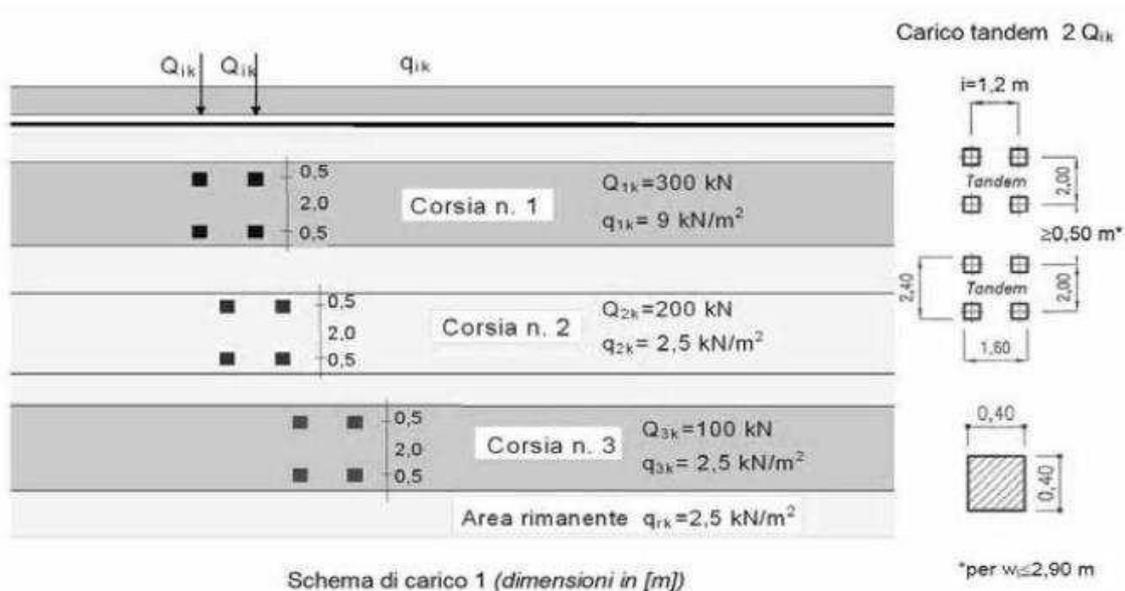
Schema di Carico 1:

È costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura – Estratto NTC 18 p.to 5.1.3.3.5 – Schemi di carico.

Questo schema è *da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.*

Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Figura 4 Estratto NTC 18 p.to 5.1.3.3.2 – Schemi di carico per ponti carrabili



Schema di Carico 2:

È costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Figura.

Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



Ai fini del dimensionamento dei nostri manufatti (a meno dei casi in cui l'ingombro del treno di carichi non rientrasse nel perimetro delle solette) è stata considerata la presenza sull'impalcato delle solette di ciascun pozzetto dello **schema di carico 1 e dello schema di carico 2 (quest'ultimo solo nel manufatto Caracalla)**.

In particolare, è stato considerato:

- il carico tandem Q_{1k} da 300 kN ciascuno, ripartito su un'impronta 0.40x0.40 ad interasse 2.00 m nel senso di percorrenza del veicolo (parallelamente all'asse della corsia) unitamente al carico distribuito di 9 kN/m²;
- il carico tandem Q_{1k} da 200 kN ciascuno, ripartito su un'impronta 0.35x0.60 ad interasse 2.00 m;

Quando la superficie della soletta era tale da garantire la completa applicazione dei carichi, gli stessi sono stati applicati direttamente come forze concentrate (4 x 150 kN) con contemporanea applicazione di carico distribuito pari a 9kN/m² . Nel caso di Caracalla, sono stati sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare riportata al baricentro della soletta.

Situazione più gravosa dei carichi in senso longitudinale.

Si effettua facendo transitare il carico longitudinale, disponendo i carichi di maggiore intensità in modo da indurre le azioni massime e minime sulle principali sezioni di verifica. La singola trave del graticcio, per quanto riguarda lo schema statico, può essere ricondotta ad una trave isostatica, semplicemente appoggiata, per cui individuata quella maggiormente sollecitata sulla base della disposizione più gravosa delle colonne di carico, il massimo momento flettente interesserà la sezione di mezzeria con carichi disposti simmetricamente rispetto alla stessa sezione. Mentre la massima sollecitazione di taglio sarà associata ad una disposizione dei carichi Q_{ik} in prossimità della stessa sezione terminale.

Al fine del calcolo strutturale dei ponti in esame si sono considerate unicamente gli schemi statici e le combinazioni più gravose.

Figura 5 Massimo sforzo di taglio all'appoggio

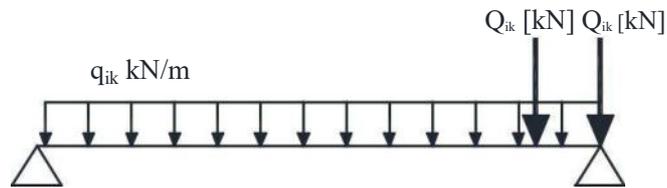
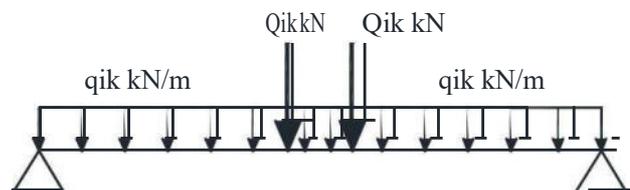


Figura 6 Massimo momento in mezzeria



9.5 PRESSIONI IN PLATEA

Si riportano a seguire le mappe a colori con la rappresentazione dei valori delle pressioni in platea allo SLU e allo SLE/SLD esercitate dallo scatolare sul terreno.

Figura 7 Pressioni in fondazione SLU – Struttura scatolare C70-C70 esistente

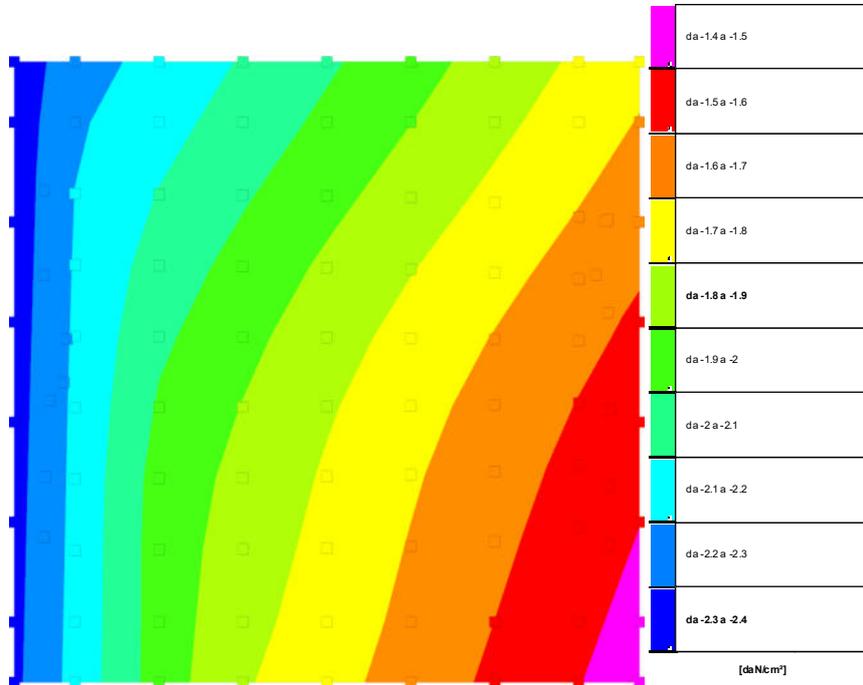
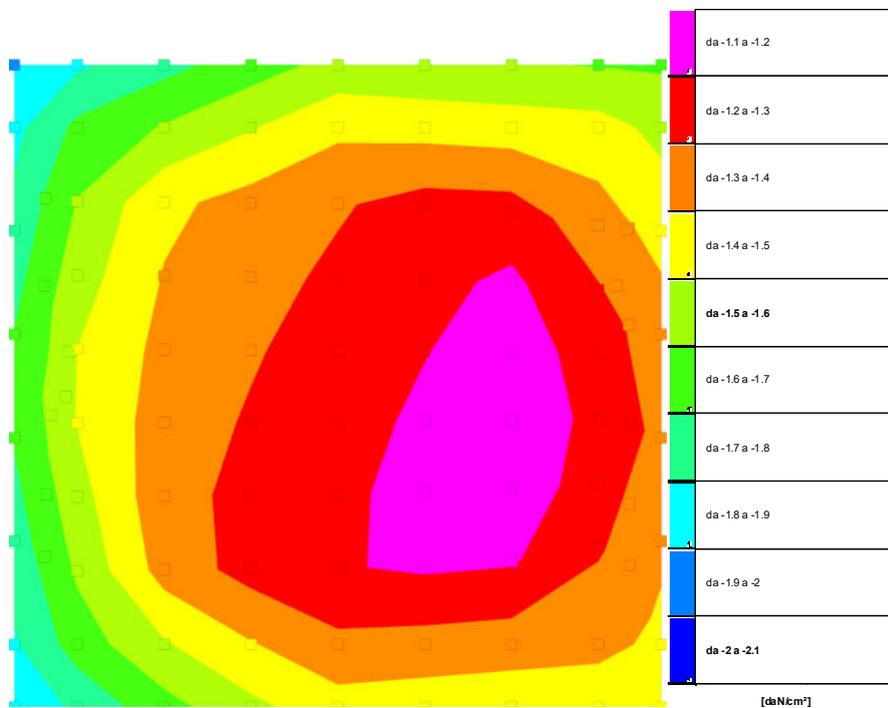


Figura 8 Pressioni in fondazione SLE/SLD – Struttura scatolare C70-C70 esistente



9.6 TENSIONI MASSIME

A titolo indicativo si riportano nel seguito i valori delle tensioni massime calcolate per alcuni elementi omogenei (gruppo).

Shell: elemento guscio a cui si riferiscono le sollecitazioni.

Ind: indice del guscio.

Cont.: contesto a cui si riferiscono le sollecitazioni.

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Nodo: nodo su cui si basa il guscio a cui si riferisce la sollecitazione.

Ind: indice del nodo.

Sollecitazione: valori della sollecitazione.

M11: componente M11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M12: componente M12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M22: componente M22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

F11: componente F11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F12: componente F12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F22: componente F22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V13: componente V13 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V23: componente V23 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

Sollecitazioni con momento M11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
226	SLU 4	313	-6489	30	-593	-30	-9	-7	-144	2	
231	SLU 4	351	-5712	1377	785	-41	17	-66	146	-74	
227	SLU 4	326	-5122	-2464	865	-38	-18	-59	-223	-146	
288	SLV FO 27	75	-4402	116	-286	-1	1	-1	2613	391	
112	SLU 4	398	-3800	-69	-440	-221	-37	-22	45	4	

Sollecitazioni con momento M11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
228	SLU 4	343	14001	-175	8228	-40	6	-28	-785	-758	
229	SLU 4	343	11880	-2160	6134	-37	9	-26	-205	-410	
230	SLU 4	349	11870	-2395	3277	-43	-15	-5	214	17	
260	SLU 4	385	8807	-1711	7530	-71	-13	-35	309	601	
267	SLU 4	384	8086	-1396	7783	-43	-6	-29	-212	355	

Sollecitazioni con momento M22 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
237	SLU 4	405	-142	64	-7004	-21	-3	-29	19	-175	
236	SLU 4	405	-1299	-463	-6947	-20	-3	-29	22	-188	
225	SLU 4	313	-967	-835	-6365	-8	1	-22	8	-146	
235	SLU 4	406	-237	-856	-6272	-13	-8	-29	64	-134	
238	SLU 4	404	304	689	-6078	-17	6	-33	-16	-141	

Sollecitazioni con momento M22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
253	SLU 4	343	6840	3289	11949	-20	1	-60	-291	-405	
259	SLU 4	343	5227	1205	11732	-25	-6	-36	-133	230	
262	SLU 4	385	3266	-495	9545	-48	17	-35	-24	254	
243	SLU 4	355	1778	-656	8380	-15	13	-51	22	-149	
268	SLU 4	385	4140	2143	8246	-44	-3	-42	-64	-248	

Sollecitazioni con sforzo F11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
157	SLV FO 29	131	-26	157	22	-773	158	-33	3	-11	
149	SLV FO 31	130	-27	-158	24	-765	-157	-35	-3	-11	
49	SLV FO 7	258	-24	-154	-55	-673	126	-18	-3	4	
160	SLV FO 27	175	-197	-144	53	-654	-122	-31	-4	-16	
146	SLV FO 25	174	-199	136	49	-646	121	-32	5	-16	

Sollecitazioni con sforzo F11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
153	SLU 4	106	-210	52	-29	559	7	-26	0	-10	
155	SLV FO 23	108	-125	-282	34	539	87	24	-10	-14	
151	SLV FO 5	105	-98	260	24	531	-141	32	8	-12	
146	SLV FO 7	174	-25	124	3	529	-114	20	5	-4	
160	SLV FO 5	175	-33	-121	2	522	112	18	-5	-4	

Sollecitazioni con sforzo F22 minimo

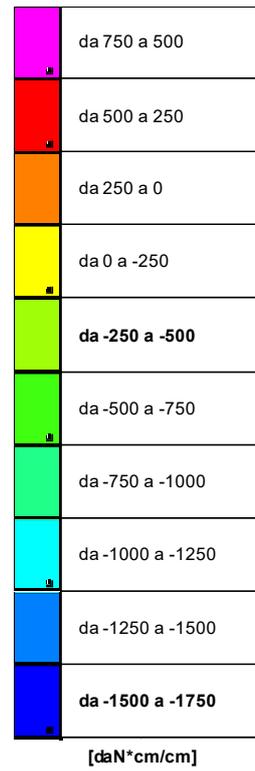
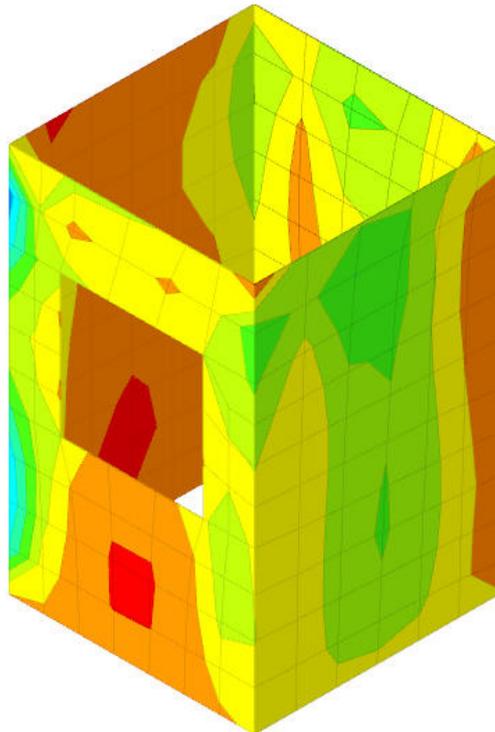
Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
33	SLV FO 7	217	212	-346	-699	12	-62	-549	18	7	
155	SLV FO 25	109	43	-135	-244	-461	-234	-429	-4	1	
151	SLV FO 27	104	29	123	-257	-471	232	-427	3	0	
30	SLU 3	264	6	44	114	7	110	-412	-3	1	
156	SLV FO 29	109	3	-48	107	-139	-72	-410	5	4	

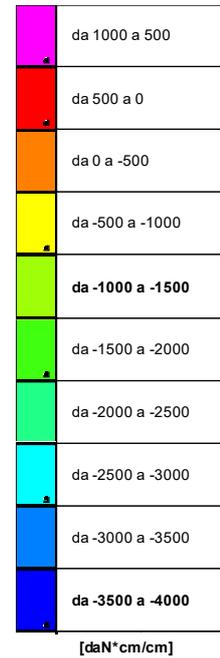
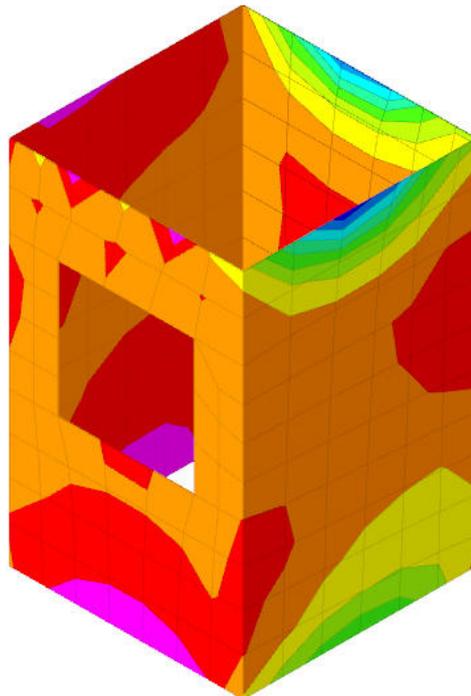
Sollecitazioni con sforzo F22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
38	SLU 2	266	-166	221	-822	26	-107	489	15	2	
39	SLU 2	266	-158	355	-645	1	-38	328	22	-16	
37	SLV FO 23	265	-20	47	-408	1	-26	287	7	2	
211	SLV FO 7	103	-117	213	-1021	42	-29	272	0	11	
212	SLV FO 23	103	-166	256	-1148	24	-12	271	5	-15	



Sollecitazioni gusci Moo minime



Sollecitazioni gusci Mzz minime

9.7 ARMATURE UTILIZZATE

Si riportano di seguito le armature di base utilizzate nella verifica degli elementi strutturali.

Il criterio di progetto adottato prevede per l'armatura di base, nelle diverse direzioni, un **passo di 20 cm.** e un copriferro di 3.50 cm.

Tabella 12 Armature adottate – Struttura scatolare C70-C70 esistente.

Armatura di base					
Numero gruppo	Descrizione gruppo	Φ xx inf	Φ xx sup	Φ yy inf	Φ yy sup
1	Platea scatolare	16	16	16	16
3	Soletta scatolare	16	16	16	16
		Φ verticale	Φ verticale	Φ orizzontale	Φ orizzontale
6	Pareti scatolare	16	16	12	12

10 Manufatto di collegamento C70-C70 bis

10.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Si tratta di un manufatto scatolare interrato delle dimensioni lorde esterne di 410x390 cm e altezza complessiva di 368 cm.

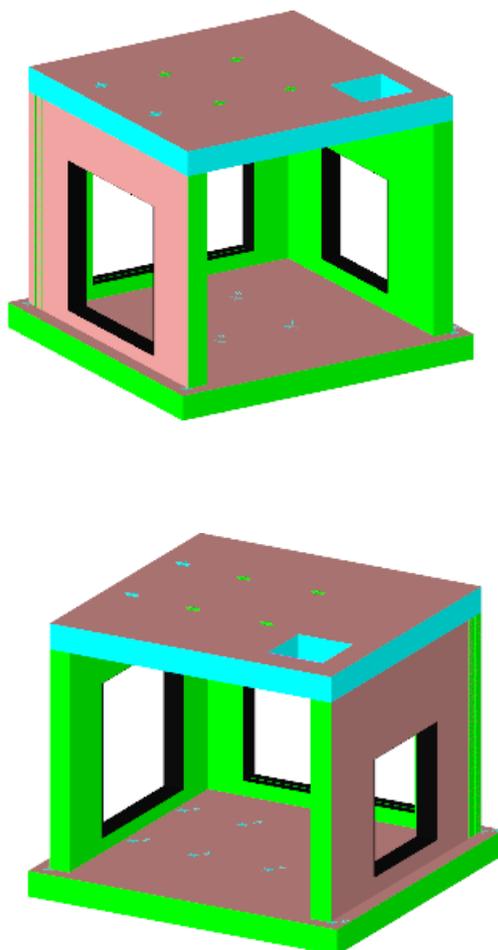
La platea di fondazione e la soletta hanno uno spessore di 35 cm, le pareti di 30 cm.

Si riportano di seguito le dimensioni architettoniche degli elementi strutturali sopra richiamati:

Tabella 13 Dimensioni geometriche degli elementi strutturali – Pozzetto

Elemento strutturale	Lunghezza interna (m)	Larghezza interna (m)	Altezza interna (m)	Spessore (cm)
Platea	4,50	4,30	-	35
Pareti perimetrali	4,10	3,90	2,98	30
Soletta	3,90	4,10	-	35

Figura 9 Modello geometrico adottato nel calcolo strutturale – Pozzetto



10.2 MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato mediante elementi “gusci - piastre” raggruppati in elementi omogenei (es. platea o pareti in elevazione) di cui si riporta una sintesi:

Tabella 14 Gruppi strutturali omogenei – Pozzetto.

ELEMENTO FINITO: PIASTRA

Numero gruppo	Descrizione gruppo
1	Pareti verticali pozzetto
2	Soletta pozzetto
3	Platea (fondo) pozzetto

Al fine di considerare la risposta del terreno, simulato come suolo elastico alla Winkler, si è assegnato al gruppo vincoli di platea un valore cautelativo della costante K (Winkler):

Tabella 15 Gruppi strutturali omogenei vincoli – Pozzetto.

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	Note
3	Vincoli di platea cost. sottofondo = 1,12 daN/cm ³	

10.3 ANALISI DEI CARICHI

Nel dimensionamento della struttura si prenderanno in considerazione i seguenti carichi:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e carichi permanenti portati;
- azioni variabili: i carichi variabili dei sovraccarichi;
- azioni sismiche.

Si trascurano le azioni dovute all’azione del vento, in quanto la struttura è interrata, il carico della neve, in quanto si sono considerati a vantaggio della sicurezza i carichi distribuiti sulla soletta dovuti al traffico veicolare, e le distorsioni in quanto gli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità non producono azioni significative sulla struttura.

Carichi permanenti.

Il peso proprio è stato calcolato considerando l’effettiva incidenza delle pareti, soletta e platea in c.a.

A partire dal peso specifico dell’acciaio e del cemento armato si è determinato il peso dei singoli elementi strutturali. Tale elaborazione viene eseguita automaticamente dal solutore di calcolo partendo dalle dimensioni degli elementi strutturali rappresentati nel modello.

Per i carichi permanenti portati si considera l’azione del terreno sulle pareti interrate oltre che del carico idrostatico delle stesse pareti e sul fondo del pozzetto in caso di riempimento anomalo dello stesso.

Di seguito si riportano i valori dei carichi relativi alle pressioni del terreno sulle pareti del manufatto, del carico idrostatico oltre che del sovraccarico accidentale dovuto ai carichi mobili.

Azioni variabili

Azioni variabili da traffico veicolare: al fine della determinazione dei carichi mobili da applicare sulla soletta del pozzetto si considera un carico distribuito pari a 300 KN/asse applicato ad un’impronta pari a

0.40x0.40 unitamente ad un sovraccarico accidentale pari a 9 kN/m². Tale valore è stato desunto dallo schema 1 delle NTC 2018 inerente il paragrafo 5.3.3.3 relativo al calcolo dei ponti.

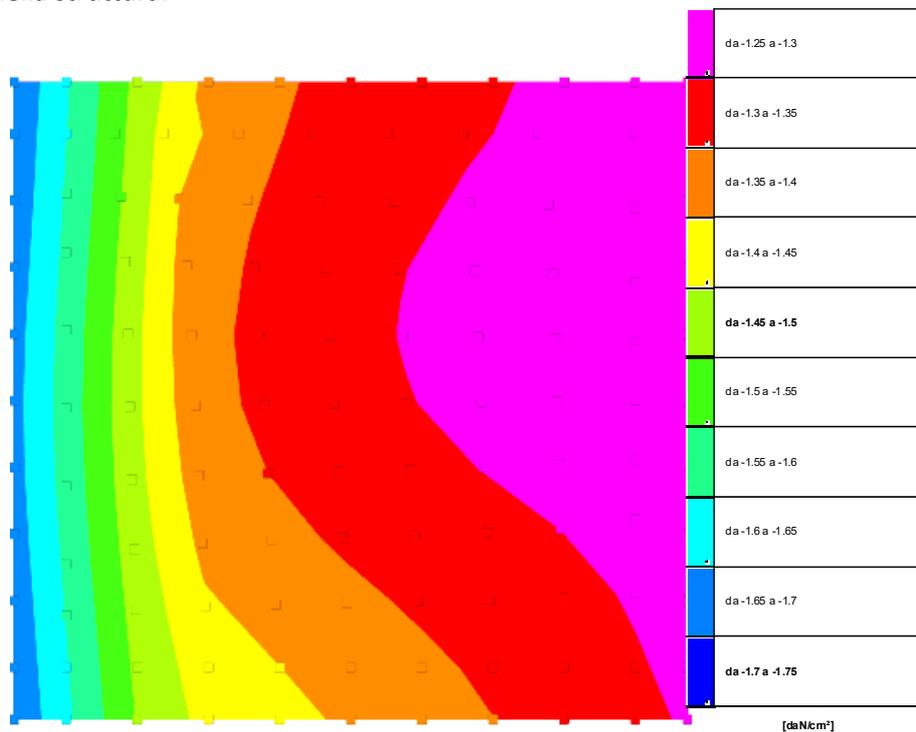
MANUFATTO C70-C70 BIS						
Platea/pareti						
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DELL'ACQUA	Pressione baricentrica acqua	P _{GW} =	3030	kg/mq		
	Spinta Max sulla parete	S _{Wtot} =	32133,15	Kg		
			Parete 1		Parete 2	
	Larghezza interna	l ₁ =	3,50	m	l ₂ =	3,30 m
	Altezza interna	h =	3,03	m	h =	3,03 m
	Peso specifico acqua	γ _w =	1000	kg/mc	γ _w =	1000 kg/mc
	Pressione baricentrica acqua	P _{GW} =	1515	kg/mq	P _{GW} =	1515 kg/mq
	Area sezione compressa	A =	10,61	mq	A =	10,00 mq
	Spinta unitaria	S _w =	4590,45	Kg/m	S _w =	4590,45 Kg/m
	Spinta sulla parete	S _{Wtot} =	16066,58	Kg	S _{Wtot} =	15148,49 Kg
	Pressione min	P _{min} =	0	kg/mq	P _{min} =	0 kg/mq
	Pressione max sul fondo e al piede della parete	P _{max} =	3030,00	kg/mq	P _{max} =	3030,00 kg/mq
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DEL TERRENO			Parete 1		Parete 2	
	Larghezza esterna parete	L ₁ =	4,10	m	L ₂ =	3,90 m
	Altezza parete sotto il p.d.c.	H =	3,33	m	H =	3,33 m
	Sovraccarico sul terreno	q =	900	kg/mq	q =	900 kg/mq
	Peso specifico terreno	γ _T =	1950	kg/mc	γ _T =	1950 kg/mc
	Altezza equivalente	h ₁ =	0,46	m	h ₁ =	0,46 m
	Angolo di attrito interno del terreno	φ =	34,00	0,5934	φ =	34,00 0,5934
	-		90	1,5708		90 1,5708
	Coefficiente di spinta a riposo	K ₀	0,44		K ₀	0,44
	Spinta unitaria del terreno	S _T =	6086,96	Kg/m	S _T =	6086,96 Kg/m
	Spinta del terreno sulla parete	S _{Ttot} =	24956,55	Kg	S _{Ttot} =	23739,16 Kg
	Pressione baricentrica terreno	P _{GT} =	1827,92	kg/mq	P _{GT} =	1827,92 kg/mq
	Pressione min	P _{min} =	396,73	kg/mq	P _{min} =	396,73 kg/mq
	Pressione max	P _{max} =	3259,11	kg/mq	P _{max} =	3259,11 kg/mq

Al fine di valutare l'interazione terreno struttura il valore della spinta è stato incrementato secondo la teoria di Wood dei seguenti valori (valutato automaticamente dal software):

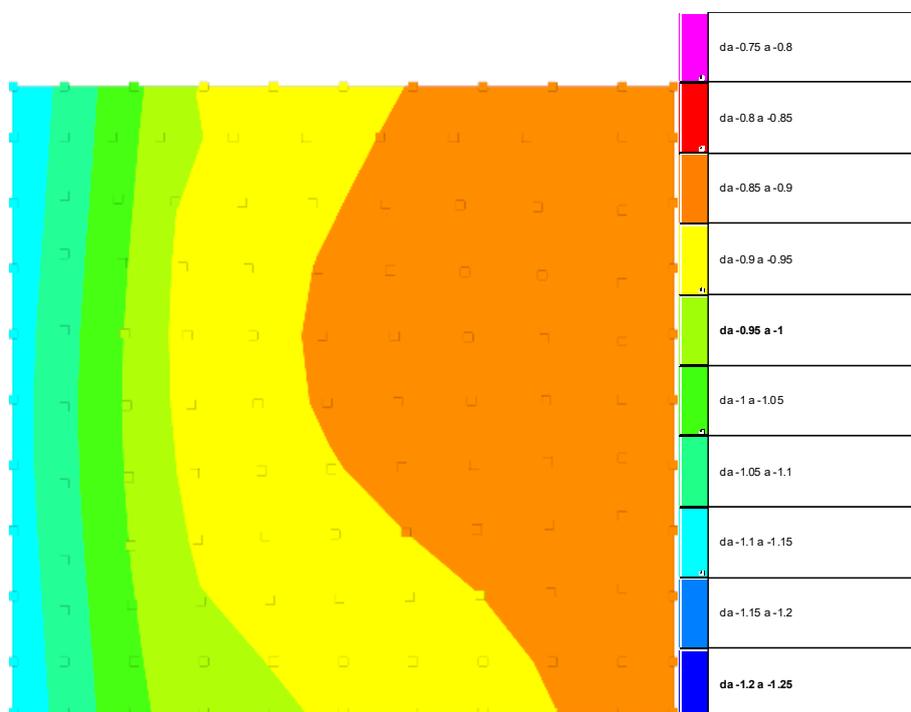
INCREMENTO SPINTA DINAMICA DEL TERRENO						
		SLE (SLO)	SLE (SLD)	SLU (SLV)	SLU (SLC)	
Incremento spinta dinamica Wood	D _p =	188,29	237,90	506,16	668,13	kg/mq
coefficiente	a =	0,030	0,038	0,080	0,106	
Peso specifico del terreno	g =	1900	1900	1900	1900	kg/mc
Altezza su cui agisce la spinta	H	3,33	3,33	3,33	3,33	m
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S _s	1,60	1,60	1,60	1,60	
Coefficiente di amplificazione topografica	S _t	1,00	1,00	1,00	1,00	
Accelerazione	a _g	0,18	0,23	0,49	0,65	m/s ²
Accelerazione massima attesa al sito	B _m	1	1	1	1	

10.4 PRESSIONI IN PLATEA

Si riportano a seguire le mappe a colori con la rappresentazione dei valori delle pressioni in platea e delle deformazioni della struttura.



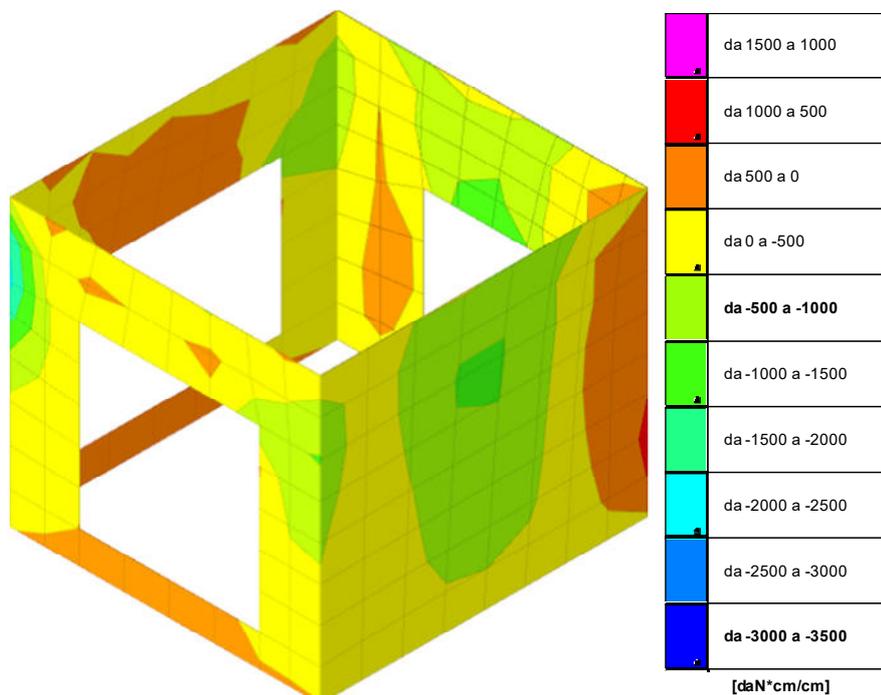
Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU.



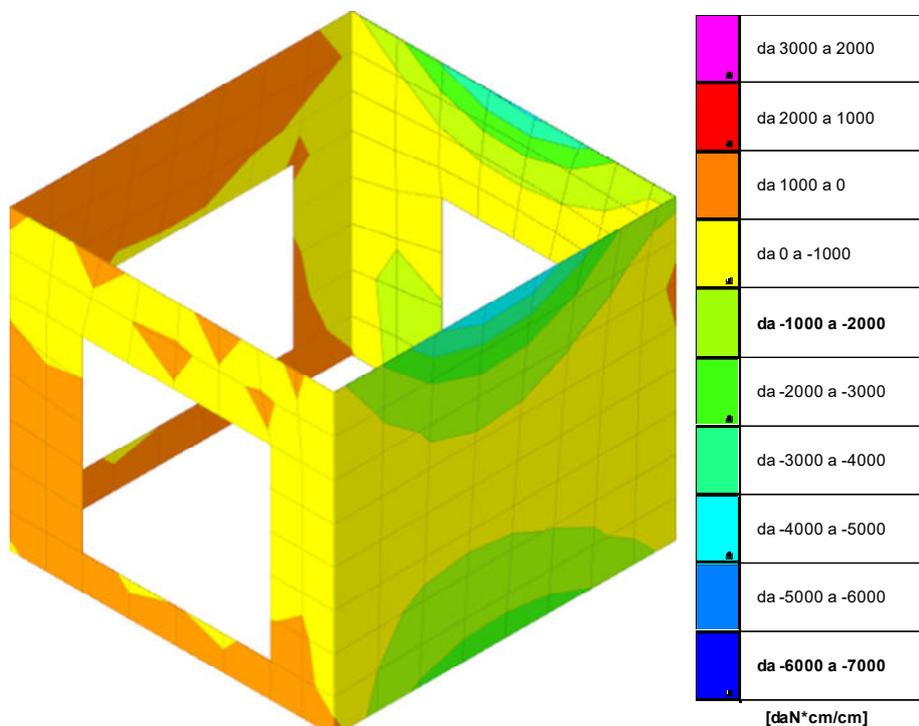
Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLE/SLD.

10.5 TENSIONI MASSIME

A titolo indicativo si riportano nel seguito i valori delle tensioni massime calcolate per ciascun elemento omogeneo (gruppo).



Sollecitazioni qusci Moo minime



Sollecitazioni qusci Mzz minime

Shell: elemento guscio a cui si riferiscono le sollecitazioni.

Ind: indice del guscio.

Cont.: contesto a cui si riferiscono le sollecitazioni.

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Nodo: nodo su cui si basa il guscio a cui si riferisce la sollecitazione.

Ind: indice del nodo.

Sollecitazione: valori della sollecitazione.

M11: componente M11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M12: componente M12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M22: componente M22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

F11: componente F11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F12: componente F12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F22: componente F22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V13: componente V13 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V23: componente V23 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

Sollecitazioni con momento M11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
219	SLU 4	363	-7357	1723	34	-77	65	-111	206	-41	
214	SLU 4	322	-7270	-1699	-696	-17	-8	8	-105	24	
215	SLU 4	337	-6503	-3067	-892	-94	-46	-86	-252	-84	
373	SLU 4	60	-4117	-327	-3198	0	0	0	-14	9	
372	SLU 4	60	-4108	-474	-3221	0	0	0	-12	24	

Sollecitazioni con momento M11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
241	SLU 4	369	13408	-355	8597	-48	-18	-33	452	-399	
239	SLU 4	369	13235	1164	11974	-29	6	-45	825	-937	
240	SLU 4	369	10741	-2648	13567	-51	6	-19	511	-557	
236	SLU 4	368	10297	-333	3522	-53	-5	-29	134	-70	
216	SLU 4	361	10153	-3720	3614	-5	-2	7	-184	-8	

Sollecitazioni con momento M22 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
213	SLU 4	321	-143	476	-7737	-19	2	-26	28	-147	
212	SLU 4	321	-1770	-913	-7471	-17	5	-23	19	-155	
227	SLU 4	463	186	-601	-6240	-229	-2	-3	11	-131	
228	SLU 4	463	873	-189	-6187	-243	-8	-1	17	-131	
229	SLU 4	462	1048	1145	-6001	-152	15	-8	14	-122	

Sollecitazioni con momento M22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
240	SLU 4	369	10741	-2648	13567	-51	6	-19	511	-557	
239	SLU 4	369	13235	1164	11974	-29	6	-45	825	-937	
242	SLU 4	370	9631	1800	9924	-70	4	-45	-318	-172	
291	SLU 4	370	8278	811	9500	-76	5	-44	-94	111	
251	SLU 4	419	9053	-666	9231	-90	-10	-55	122	133	

Sollecitazioni con sforzo F11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
82	SLU 4	168	-869	-10	8	-1057	87	-19	-25	10	
14	SLU 3	159	-907	57	33	-1002	-67	-21	24	4	
72	SLU 4	169	-510	-6	-4	-958	-80	-49	29	12	
32	SLU 3	227	55	-51	-24	-898	-62	-34	0	2	
24	SLU 4	158	117	-70	8	-883	48	-19	-63	19	

Sollecitazioni con sforzo F11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
76	SLU 4	137	-179	216	-53	902	23	-24	0	-5	
42	SLU 4	258	-1406	405	-71	814	-12	-7	1	-25	
43	SLU 3	258	93	99	16	807	16	10	2	-2	
77	SLU 4	135	-364	-166	194	779	-123	66	5	-22	
18	SLU 4	128	-235	-334	-126	776	-1	-24	-5	-3	

Sollecitazioni con sforzo F22 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
41	SLU 3	429	-1309	428	-1027	-198	-91	-438	57	-41	
79	SLU 4	134	69	-415	-827	-78	-108	-413	-3	-6	
74	SLU 4	139	248	851	-1025	182	207	-406	7	5	
39	SLU 3	375	-861	-253	-1156	-278	34	-372	-35	-34	
17	SLU 3	90	-115	139	-1108	21	162	-358	-7	-5	

Sollecitazioni con sforzo F22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
64	SLU 4	242	-79	-173	-1362	16	163	740	-16	4	
65	SLU 4	241	-248	-436	-730	41	131	715	-15	-7	
63	SLU 4	243	72	172	-1464	35	143	713	-14	14	
35	SLU 4	256	-1122	-932	1265	-225	-73	546	13	30	
66	SLU 4	241	-321	-643	-574	27	89	503	-30	-33	

10.6 ARMATURE UTILIZZATE

Si riportano di seguito le armature di base utilizzate nella verifica degli elementi strutturali. Il criterio di progetto adottato prevede per l'armatura di base, nelle diverse direzioni, un **passo di 20 cm.** e un copriferro di 3.50 cm.

Tabella 16 Armature adottate – manufatto C70-C70 BIS

Armatura di base					
Numero gruppo	Descrizione gruppo	Φ xx inf	Φ xx sup	Φ yy inf	Φ yy sup
1	Platea	16	16	16	16
2	Pareti pozzetto	16 (V)	16 (V)	12 (O)	12 (O)
3	Soletta	16	16	16	16

11 Manufatto di attraversamento Via Caracalla

11.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

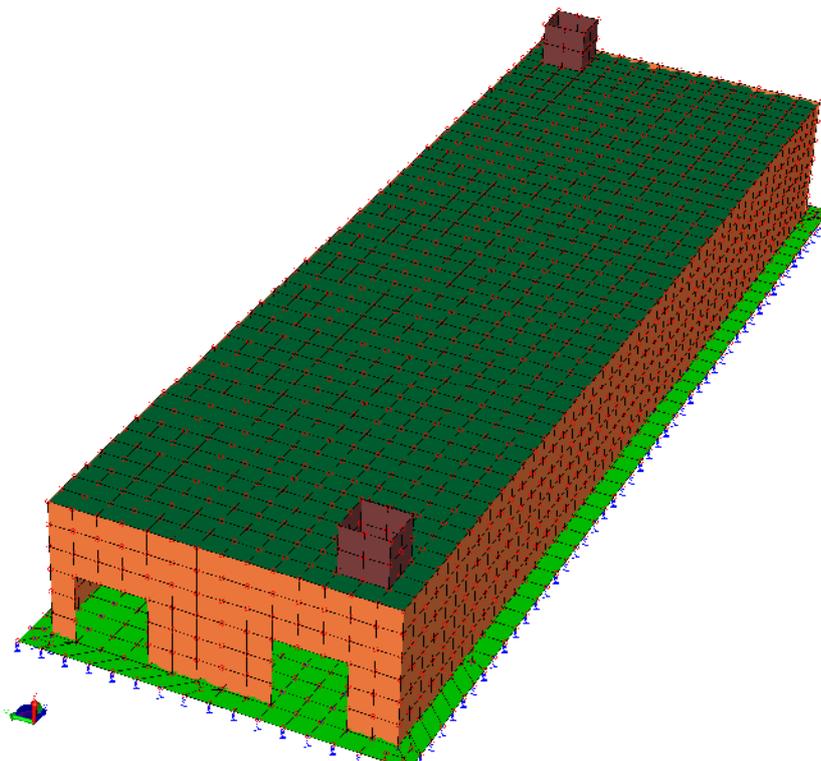
Si tratta di un manufatto scatolare interrato delle dimensioni lorde esterne di 2280x725 cm altezza di 324 cm. La platea di fondazione ha uno spessore di 40 cm e la soletta di 35 cm. Le pareti perimetrali e il setto divisore intermedio hanno invece uno spessore di 30 cm.

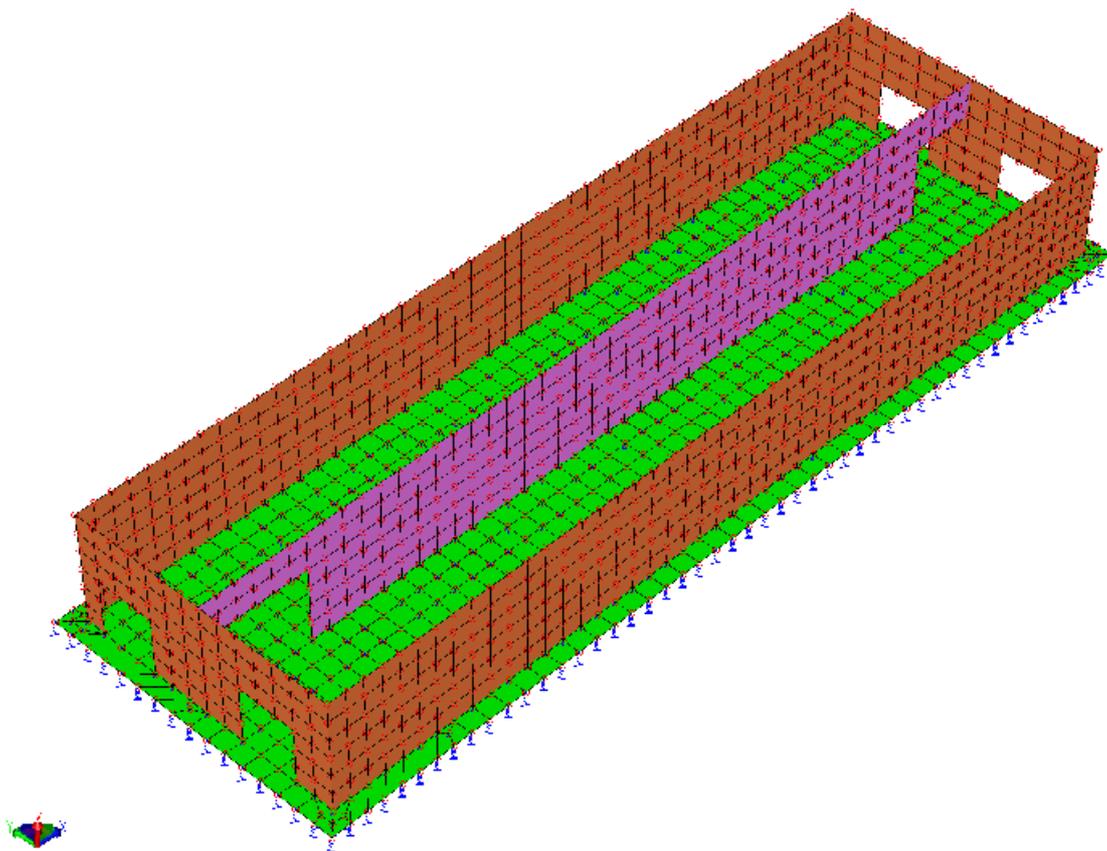
Il manufatto è suddiviso internamente in due camere, da un setto divisorio centrale su cui poggia la soletta di copertura. L'accesso al manufatto è garantito da due passi d'uomo da parti diametralmente opposte dotati di una scaletta in acciaio alla marinara (dal piano di campagna al fondo del manufatto) idonee a consentire la discesa al personale addetto alla gestione/manutenzione delle condotte che vi confluiscono. Si riportano le dimensioni architettoniche degli elementi strutturali sopra richiamati:

Tabella 17 Dimensioni geometriche degli elementi strutturali – Pozzetto.

Elemento strutturale	Lunghezza (m)	Larghezza (m)	Altezza interna (m)	Spessore (cm)
Platea	23,30	7,75	-	40
Parete	22,80	7,25	2,58	30
Setto divisore centrale	17,20	0,30	2,58	30
Soletta	22,80	7,25	-	35

Figura 10 Modello geometrico adottato nel calcolo strutturale – Manufatto Via Caracalla





11.2 MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato mediante elementi “gusci - piastre” raggruppati in elementi omogenei (es. platea o pareti in elevazione) di cui si riporta una sintesi:

Tabella 18 Gruppi strutturali omogenei – Pozzetto Caracalla

Numero gruppo	Descrizione gruppo
1	Platea manufatto
2	Pareti manufatto
3	Soletta copertura manufatto
4	Setto divisore camere

Al fine di considerare la risposta del terreno, simulato come suolo elastico alla Winkler, si è assegnato al gruppo vincoli di platea un valore della costante K (Winkler) desunta dai dati geologici del sito:

Tabella 19 Gruppi strutturali omogenei vincoli – Pozzetto Caracalla

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	Note
1	Vincoli di platea cost. sottofondo = 0,37 daN/cm ³	

11.3 ANALISI DEI CARICHI

Nel dimensionamento della struttura si prenderanno in considerazione i seguenti carichi:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e carichi permanenti portati (peso delle condotte piene e dei pezzi speciali, apparecchiature e peso del terreno con eventuali sovraccarichi);
- azioni variabili: i carichi variabili derivanti dall’eventuale passaggio di mezzi al di sopra delle solette;
- azioni sismiche.

Si trascurano le azioni dovute all’azione del vento, in quanto la struttura è interrata, il carico della neve, in quanto si sono considerati a vantaggio della sicurezza i carichi distribuiti sulla soletta dovuti al traffico veicolare, e le distorsioni in quanto gli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità non producono azioni significative sulla struttura.

Carichi permanenti.

Il peso proprio è stato calcolato considerando l’effettiva incidenza delle pareti, soletta e platea in c.a.

A partire dal peso specifico dell’acciaio e del cemento armato si è determinato il peso dei singoli elementi strutturali. Tale elaborazione viene eseguita automaticamente dal solutore di calcolo partendo dalle dimensioni degli elementi strutturali rappresentati nel modello.

Per i carichi permanent portati si considera l’azione del terreno sulle pareti interrate oltre che di quello agente sulla soletta di copertura del manufatto (ricoprimento). Inoltre è stato valutato anche il carico idrostatico agente sulle pareti e sul fondo del manufatto in caso di riempimento anomalo dello stesso.

Relativamente al contributo del sovraccarico di terreno gravante sulla soletta di copertura (ricoprimento) è stato *cautelativamente ipotizzato un terreno saturo* (peso specifico pari a 2000 Kg/mc per un’ altezza di ricoprimento pari a 70 cm) *oltre che al carico dovuto alla sistemazione dell’ultimo tratto di ricoprimento con un getto di calcestruzzo Rck 20 dello spessore di 20 cm con sovrastante finitura in conglomerato bituminoso spessore 3 cm.*

Tabella 20 Valutazione dei carichi agenti sulla soletta (trasverso) – Manufatto Via Caracalla

SOVRACCARICHI SOLETTA	
Carico accidentale soletta carrabile (Schema di carico 1)	
carico distribuito	900 Kg/mq
carico concentrato su asse (Schema di carico tipo I corsia 1)	30000 kg
carico concentrato su asse (Schema di carico tipo I corsia 2)	20000 Kg
carico distribuito su impronta 40x40 (tipo I corsia 1)	9,375 kg/cmq
carico distribuito su impronta 35x60 (tipo I corsia 2)	6,250 kg/cmq
Carico permanente portato	
Manto d'usura sp 3 cm (tappettino)	54,00 Kg/mq
Calcestruzzo Rck 20 sp. 20 cm	500,00 Kg/mq
Terreno di ricoprimento (H= 70 cm - Peso Spec. 2000 Kg/mc)	1400,00 Kg/mq
	1954,00 Kg/mq

Azioni variabili - Azioni variabili da traffico veicolare: al fine della determinazione dei carichi mobili da applicare sulla soletta del pozzetto si considera un carico distribuito pari a 300 KN/asse applicato ad un’impronta pari a 0.40x0.40 unitamente ad un sovraccarico accidentale pari a 9 kN/m2. Tale valore è stato desunto dallo schema 1 delle NTC 2018 inerente il paragrafo 5.3.3.3 relativo al calcolo dei ponti.

È stato inoltre considerato il treno di carichi nelle diverse combinazioni (Mmax e T max) necessarie a simulare/schematizzare il flusso veicolare sulla soletta. Tali azioni dinamiche, seppur non direttamente “a contatto” della soletta, di fatto per il tramite della calotta geostatica di terreno vengono trasferite all’intradosso del traverso (soletta scatolare), data la presenza dello strato di ricoprimento con pietrisco di cava pezzatura 8-15 mm.

Di seguito si riportano i valori dei carichi relativi alle pressioni del terreno sulle pareti del manufatto, del carico idrostatico oltre che del sovraccarico accidentale dovuto ai carichi mobili.

Tabella 21 Valutazione dei carichi – Manufatto Via Caracalla.

MANUFATTO CARACALLA						
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DELL'ACQUA	Platea/pareti					
	Pressione baricentrica acqua	$P_{GW} =$	2000	kg/mq		
	Spinta Max sulla parete	$S_{Wtot} =$	88800	Kg		
			Parete 1		Parete 2	
	Larghezza interna	$l_1 =$	22,20	m	$l_2 =$	6,65 m
	Altezza interna	$h =$	2,00	m	$h =$	2,00 m
	Peso specifico acqua	$\gamma_w =$	1000	kg/mc	$\gamma_w =$	1000 kg/mc
	Pressione baricentrica acqua	$P_{GW} =$	1000	kg/mq	$P_{GW} =$	1000 kg/mq
	Area sezione compressa	$A =$	44,40	mq	$A =$	13,30 mq
	Spinta unitaria	$S_w =$	2000	Kg/m	$S_w =$	2000 Kg/m
	Spinta sulla parete	$S_{Wtot} =$	44400,00	Kg	$S_{Wtot} =$	13300,00 Kg
	Pressione min	$P_{min} =$	0	kg/mq	$P_{min} =$	0 kg/mq
	Pressione max sul fondo e al piede della parete	$P_{max} =$	2000,00	kg/mq	$P_{max} =$	2000,00 kg/mq
	CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DEL TERRENO			Parete 1		Parete 2
Larghezza esterna parete		$L_1 =$	22,80	m	$L_2 =$	7,25 m
Altezza parete sotto il p.d.c.		$H =$	3,83	m	$H =$	3,83 m
Sovraccarico sul terreno		$q =$	900	kg/mq	$q =$	900 kg/mq
Peso specifico terreno		$\gamma_T =$	1950	kg/mc	$\gamma_T =$	1950 kg/mc
Altezza equivalente		$h_1 =$	0,46	m	$h_1 =$	0,46 m
Angolo di attrito interno del terreno		$\phi =$	34,00	0,5934	$\phi =$	34,00 0,5934
-			90	1,5708		90 1,5708
Coefficiente di spinta a riposo		K_0	0,44		K_0	0,44
Spinta unitaria del terreno		$S_T =$	7823,96	Kg/m	$S_T =$	7823,96 Kg/m
Spinta del terreno sulla parete		$S_{Ttot} =$	178386,37	Kg	$S_{Ttot} =$	56723,73 Kg
Pressione baricentrica terreno		$P_{GT} =$	2042,81	kg/mq	$P_{GT} =$	2042,81 kg/mq
Pressione min		$P_{min} =$	396,73	kg/mq	$P_{min} =$	396,73 kg/mq
Pressione max		$P_{max} =$	3688,89	kg/mq	$P_{max} =$	3688,89 kg/mq

Al fine di valutare l'interazione terreno struttura il valore della spinta è stato incrementato secondo la teoria di Wood dei seguenti valori (valutato automaticamente dal software):

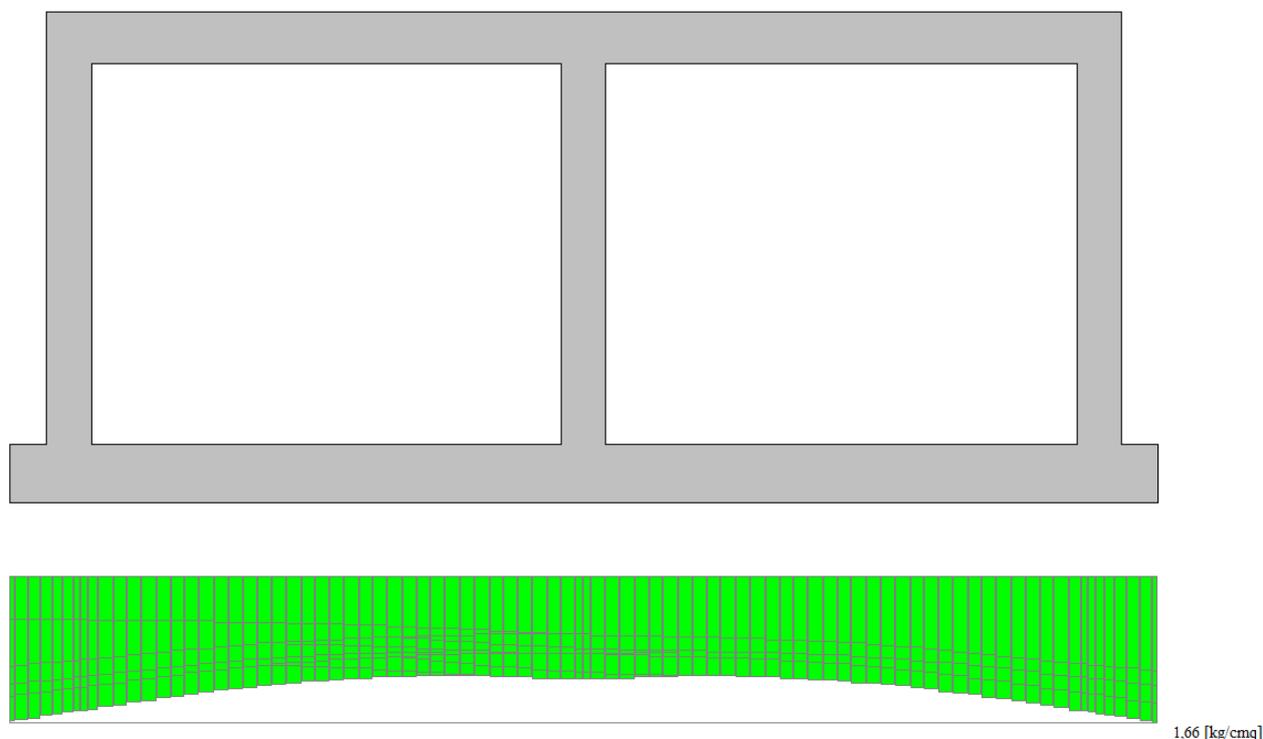
INCREMENTO SPINTA DINAMICA DEL TERRENO					
		SLE (SLO)	SLE (SLD)	SLU (SLV)	SLU (SLC)
Incremento spinta dinamica Wood	$D_p =$	216,56	273,62	582,16	768,45 kg/mq
coefficiente	$a =$	0,030	0,038	0,080	0,106
Peso specifico del terreno	$g =$	1900	1900	1900	1900 kg/mc
Altezza su cui agisce la spinta	$H =$	3,83	3,83	3,83	3,83 m
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1,60	1,60	1,60	1,60
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_t =$	1,00	1,00	1,00	1,00
Accelerazione	$a_g =$	0,18	0,23	0,49	0,65 m/s ²
Accelerazione massima attesa al sito	$B_m =$	1	1	1	1

Per le combinazioni di carico e dei massimi tassi di sforzo dei materiali si rimanda ad una lettura della relazione di calcolo e dei tabulati.

11.4 PRESSIONI IN PLATEA

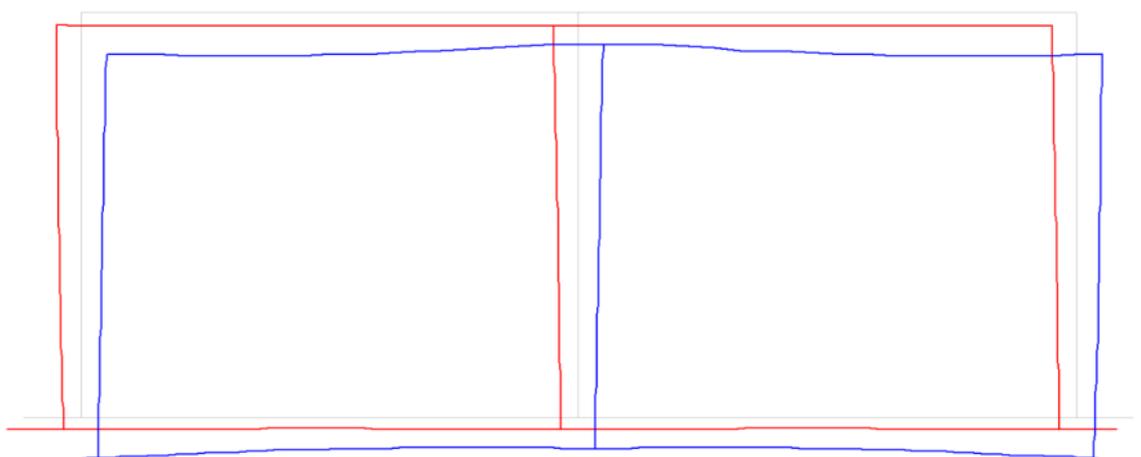
Si riportano a seguire le mappe a colori con la rappresentazione dei valori delle pressioni in platea e delle deformazioni della struttura.

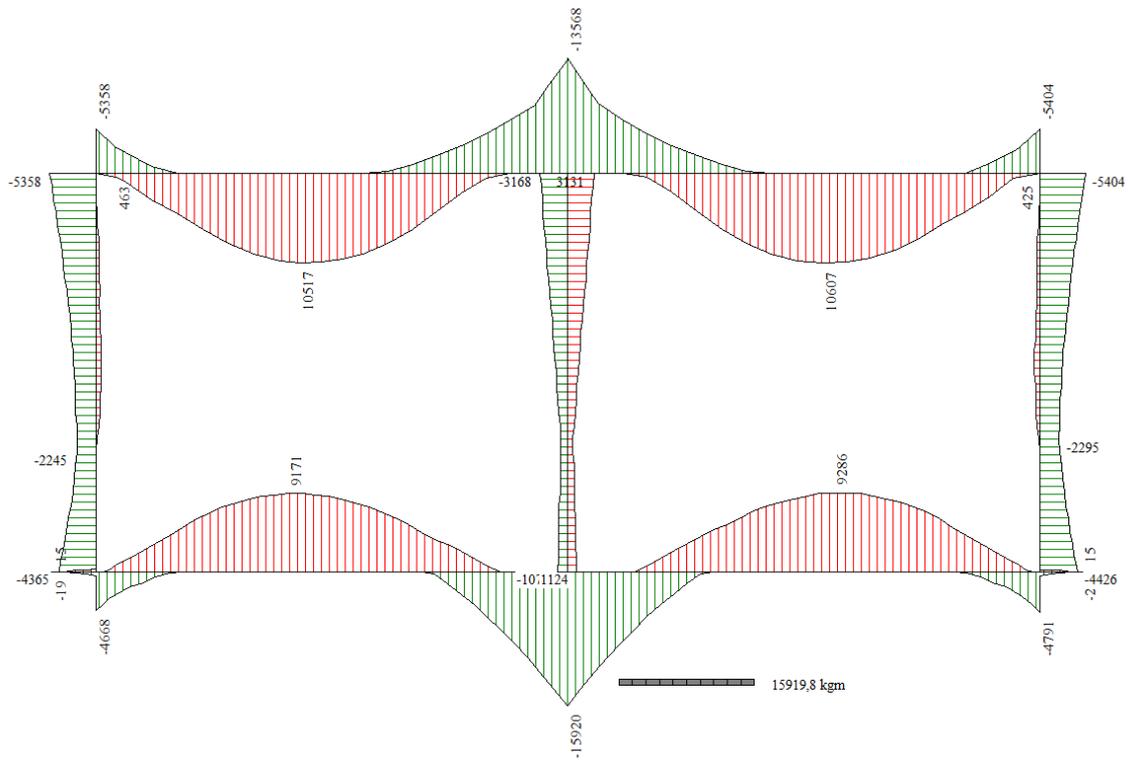
Figura 11 Pressioni in fondazione in condizioni SLU – manufatto attraversamento Via Caracalla



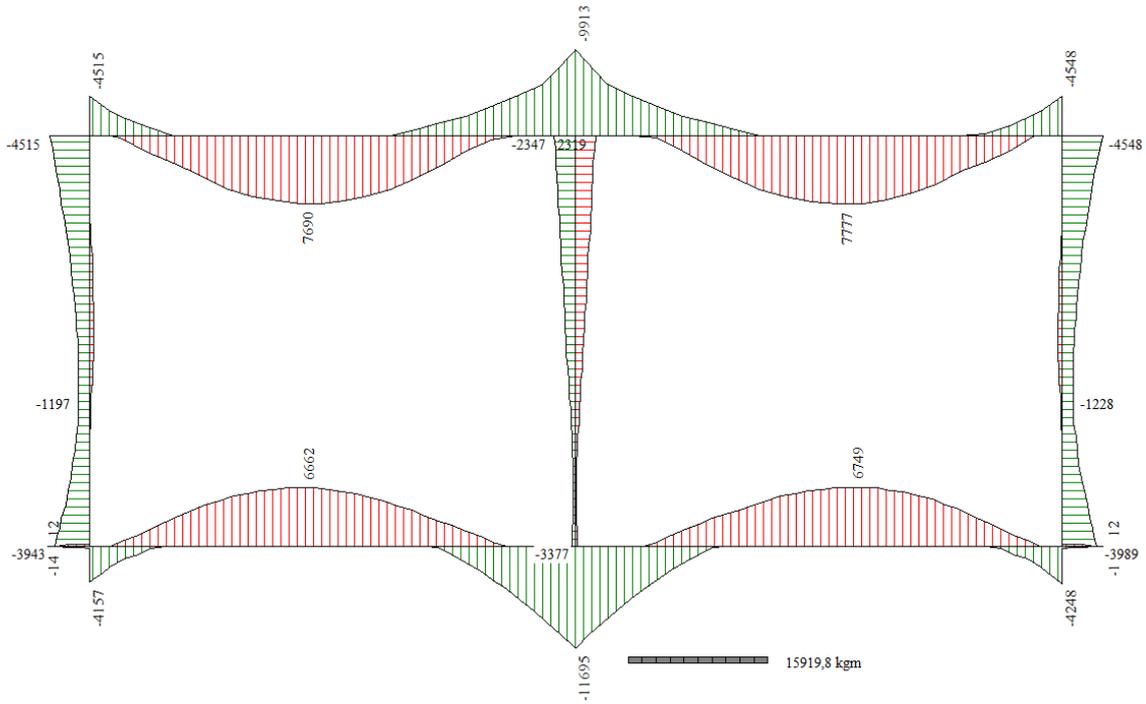
11.5 TENSIONI MASSIME

A titolo indicativo si riportano nel seguito i valori delle deformazioni (vedi tabulati di calcolo) massime calcolate per ciascun elemento omogeneo.

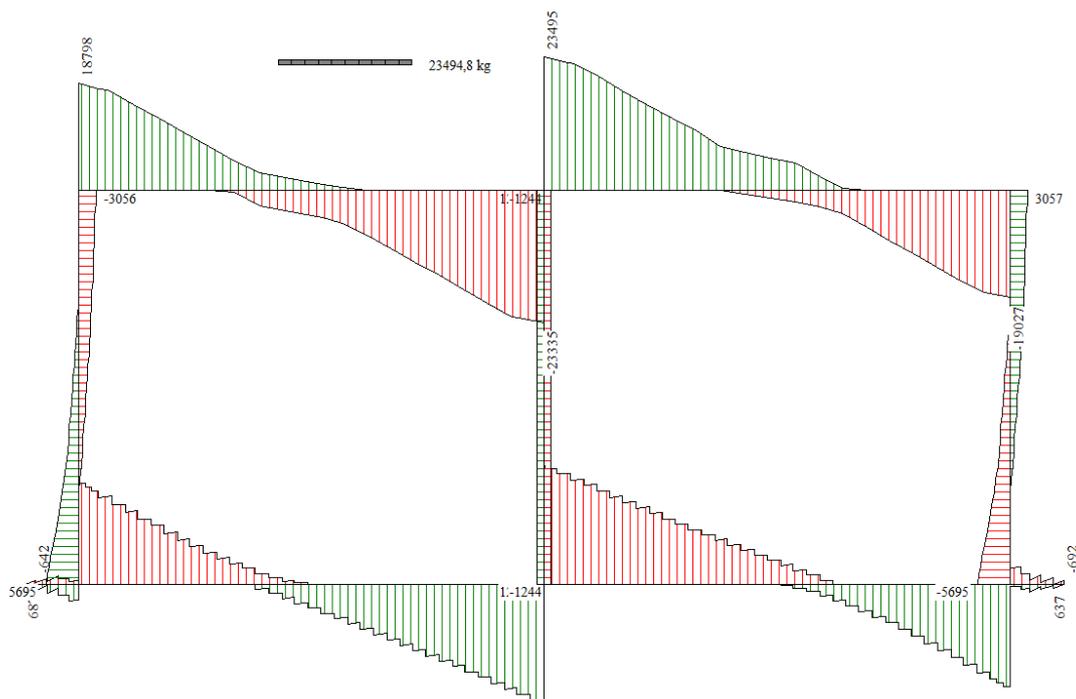




INVILUPPO MOMENTI FLETTENTI SLU



INVILUPPO MOMENTI FLETTENTI SLE



INVILUPPO SFORZI DI TAGLIO

11.6 ARMATURE UTILIZZATE

Si riportano di seguito le armature di base utilizzate nella verifica degli elementi strutturali. Il criterio di progetto adottato prevede per l’armatura di base, nelle diverse direzioni, un **passo di 20 cm** e un copriferro di 3.5 cm.

Tabella 22 Armature adottate – Pozzetto.

Armatura di base					
Numero gruppo	Descrizione gruppo	Φ xx inf	Φ xx sup	Φ yy inf	Φ yy sup
1	Platea	16	16	16	16
2	Soletta	16	16	16	16
3	Pareti 30	16 (V)	16 (V)	12 (O)	12 (O)
4	Setto divisore	16 (V)	16(V)	12 (O)	12 (O)

12 Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 1600

12.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Si tratta di un manufatto scatolare interrato delle dimensioni lorde esterne di 370x290 cm altezza di 300 cm.

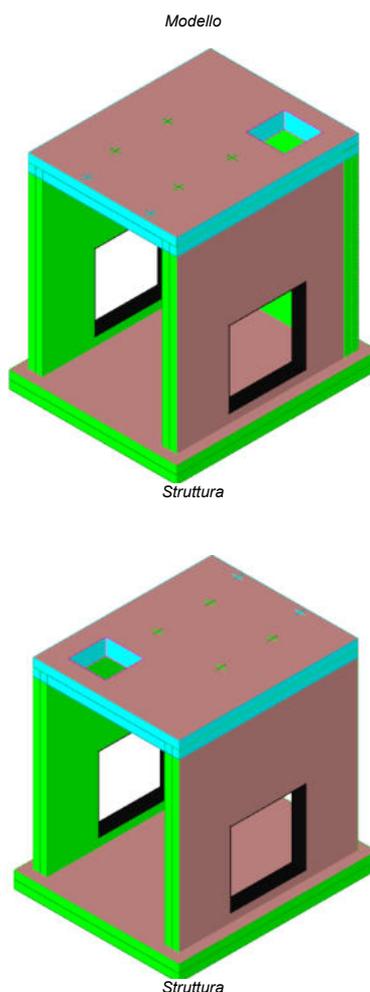
La platea di fondazione e la soletta hanno uno spessore di 35 cm, le pareti di 30 cm. Il copriferro utilizzato è di 3,5 cm.

Si riportano le dimensioni architettoniche degli elementi strutturali sopra richiamati:

Tabella 23 Dimensioni geometriche degli elementi strutturali – Pozzetto

Elemento strutturale	Lunghezza (m)	Larghezza (m)	Altezza interna (m)	Spessore (cm)
Platea	4,20	3,50	-	35
Pareti perimetrali	3,80	3,10	4,30	30
Soletta	3,80	3,10	-	35

Figura 12 Modello geometrico adottato nel calcolo strutturale – Pozzetto



12.2 MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato mediante elementi “gusci - piastre” raggruppati in elementi omogenei (es. platea o pareti in elevazione) di cui si riporta una sintesi:

Tabella 24 Gruppi strutturali omogenei – Pozzetto.

ELEMENTO FINITO: PIASTRA

Numero gruppo	Descrizione gruppo
1	Pareti verticali pozzetto
2	Soletta pozzetto
3	Platea (fondo) pozzetto

Al fine di considerare la risposta del terreno, simulato come suolo elastico alla Winkler, si è assegnato al gruppo vincoli di platea un valore cautelativo della costante K (Winkler):

Tabella 25 Gruppi strutturali omogenei vincoli – Pozzetto.

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	Note
3	Vincoli di platea cost. sottofondo = 3,45 daN/cm ³	

12.3 ANALISI DEI CARICHI

Nel dimensionamento della struttura si prenderanno in considerazione i seguenti carichi:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e carichi permanenti portati;
- azioni variabili: i carichi variabili dei sovraccarichi, del vento e della neve;
- azioni sismiche.

Si trascurano le azioni dovute all’azione del vento, in quanto la struttura è interrata, il carico della neve, in quanto si sono considerati a vantaggio della sicurezza i carichi distribuiti sulla soletta dovuti al traffico veicolare, e le distorsioni in quanto gli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità non producono azioni significative sulla struttura.

Carichi permanenti

Il peso proprio è stato calcolato considerando l’effettiva incidenza delle pareti, soletta e platea in c.a.

A partire dal peso specifico dell’acciaio e del cementoarmato si è determinato il peso dei singoli elementi strutturali. Tale elaborazione viene eseguita automaticamente dal solutore di calcolo partendo dalle dimensioni degli elementi strutturali rappresentati nel modello.

Per i carichi permanenti portati si considera l’azione del terreno sulle pareti interrate oltre che del carico idrostatico delle stesse pareti e sul fondo del pozzetto in caso di riempimento anomalo dello stesso.

Di seguito si riportano i valori dei carichi relativi alle pressioni del terreno sulle pareti del manufatto, del carico idrostatico oltre che del sovraccarico accidentale dovuto ai carichi mobili.

Azioni variabili

Azioni variabili da traffico veicolare: al fine della determinazione dei carichi mobili da applicare sulla soletta del pozzetto si considera un carico distribuito pari a 300 KN/asse applicato ad un’impronta pari a

0.40x0.40 unitamente ad un sovraccarico accidentale pari a 9 kN/m². Tale valore è stato desunto dallo schema 1 delle NTC 2018 inerente il paragrafo 5.3.3.3 relativo al calcolo dei ponti.

Tabella 26 Valutazione dei carichi – Pozzetto.

POZZETTO ISPEZIONE/SALTO/CONNESSIONE Ø 1600					
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DELL'ACQUA	Platea/pareti				
	Pressione baricentrica acqua	P _{GW} =	4300	kg/mq	
	Spinta Max sulla parete	S _{Wtot} =	59168	Kg	
			Parete 1		Parete 2
	Larghezza interna	l ₁ =	3,20	m	l ₂ = 2,50 m
	Altezza interna	h =	4,3	m	h = 4,3 m
	Peso specifico acqua	γ _w =	1000	kg/mc	γ _w = 1000 kg/mc
	Pressione baricentrica acqua	P _{GW} =	2150	kg/mq	P _{GW} = 2150 kg/mq
	Area sezione compressa	A =	13,76	mq	A = 10,75 mq
	Spinta unitaria	S _w =	9245	Kg/m	S _w = 9245 Kg/m
	Spinta sulla parete	S _{Wtot} =	29584,00	Kg	S _{Wtot} = 23112,50 Kg
	Pressione min	P _{min} =	0	kg/mq	P _{min} = 0 kg/mq
	Pressione max sul fondo e al piede della parete	P _{max} =	4300,00	kg/mq	P _{max} = 4300,00 kg/mq
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DEL TERRENO			Parete 1		Parete 2
	Larghezza esterna parete	L ₁ =	3,80	m	L ₂ = 3,10 m
	Altezza parete sotto il p.d.c.	H =	4,65	m	H = 4,65 m
	Sovraccarico sul terreno	q =	900	kg/mq	q = 900 kg/mq
	Peso specifico terreno	γ _T =	1950	kg/mc	γ _T = 1950 kg/mc
	Altezza equivalente	h ₁ =	0,46	m	h ₁ = 0,46 m
	Angolo di attrito interno del terreno	φ =	34,00	0,5934	φ = 34,00 0,5934
	-		90	1,5708	90 1,5708
	Coefficiente di spinta a riposo	K ₀	0,44		K ₀ 0,44
	Spinta unitaria del terreno	S _T =	11137,85	Kg/m	S _T = 11137,85 Kg/m
	Spinta del terreno sulla parete	S _{Ttot} =	42323,81	Kg	S _{Ttot} = 34527,32 Kg
	Pressione baricentrica terreno	P _{GT} =	2395,24	kg/mq	P _{GT} = 2395,24 kg/mq
	Pressione min	P _{min} =	396,73	kg/mq	P _{min} = 396,73 kg/mq
Pressione max	P _{max} =	4393,74	kg/mq	P _{max} = 4393,74 kg/mq	

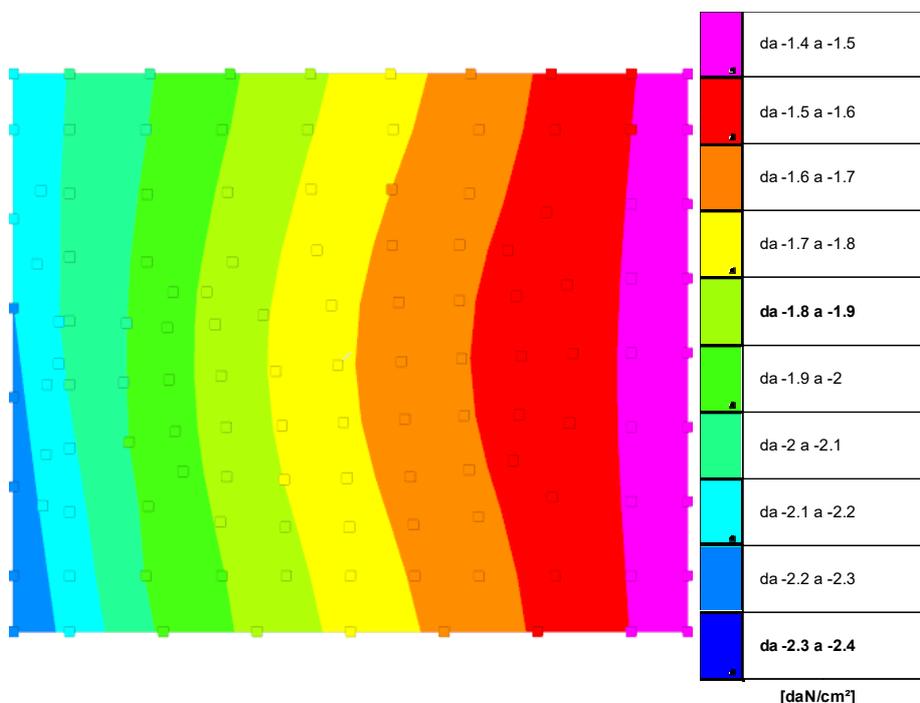
Al fine di valutare l'interazione terreno struttura il valore della spinta è stato incrementato secondo la teoria di Wood dei seguenti valori (valutato automaticamente dal software):

INCREMENTO SPINTA DINAMICA DEL TERRENO					
		SLE (SLO)	SLE (SLD)	SLU (SLV)	SLU (SLC)
Incremento spinta dinamica Wood	Dp =	155,50	196,46	418,00	551,76 kg/mq
coefficiente	a =	0,030	0,038	0,080	0,106
Peso specifico del terreno	g =	1900	1900	1900	1900 kg/mc
Altezza su cui agisce la spinta	H =	2,75	2,75	2,75	2,75 m
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S _s	1,60	1,60	1,60	1,60
Coefficiente di amplificazione topografica	S _t	1,00	1,00	1,00	1,00
Accelerazione	ag	0,18	0,23	0,49	0,65 m/s ²
Accelerazione massima attesa al sito	B _m	1	1	1	1

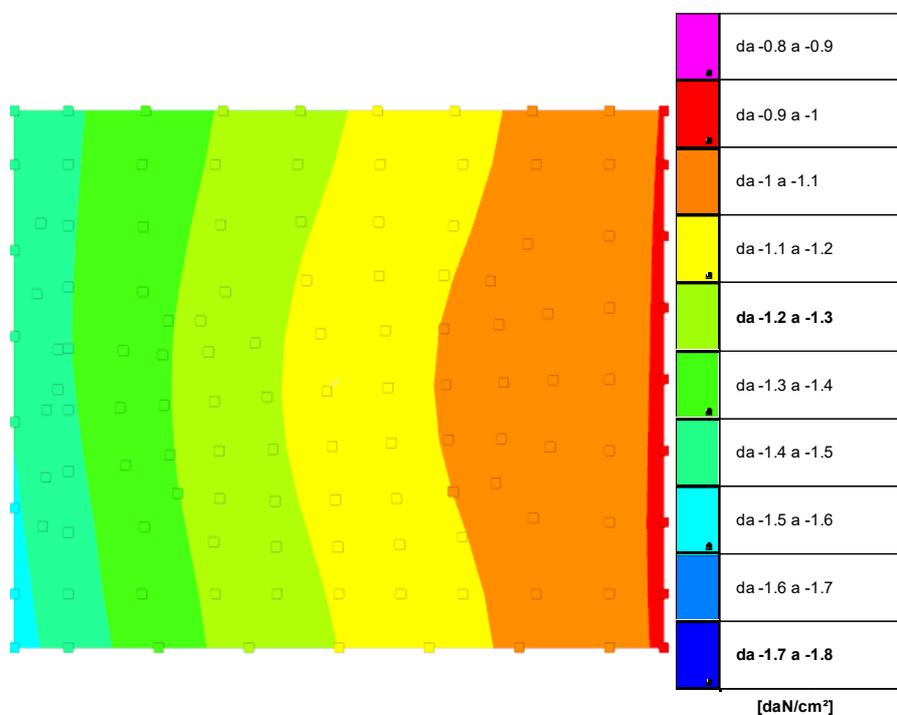
12.4 DEFORMAZIONI E PRESSIONI IN PLATEA

Si riportano a seguire le mappe a colori con la rappresentazione dei valori delle pressioni in platea e delle deformazioni della struttura.

A titolo indicativo si riportano nel seguito i valori delle tensioni massime calcolate per ciascun elemento omogeneo (gruppo).



Pressioni terreno minime



Pressioni terreno minime

12.5 TENSIONI MASSIME

Ind: indice del guscio.

Cont.: contesto a cui si riferiscono le sollecitazioni.

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Nodo: nodo su cui si basa il guscio a cui si riferisce la sollecitazione.

Ind: indice del nodo.

Sollecitazione: valori della sollecitazione.

M11: componente M11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M12: componente M12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M22: componente M22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

F11: componente F11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F12: componente F12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F22: componente F22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V13: componente V13 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V23: componente V23 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

Sollecitazioni con momento M11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione							
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23
212	SLU 4	315	-6563	-729	-295	-25	-18	-76	-139	28
246	SLU 4	412	-4648	-926	4762	-44	-17	-41	259	-74
197	SLU 4	323	-4107	122	-285	-197	54	-86	48	-2
217	SLU 4	365	-4102	1328	-102	-58	28	-46	83	-63
196	SLU 4	323	-4090	-457	-335	-201	-26	-134	50	0

Sollecitazioni con momento M11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione							
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23
229	SLU 4	350	12074	2506	10913	-46	9	-43	-1316	-2466
228	SLU 4	350	10779	-327	8678	-39	6	-50	503	-269
245	SLU 4	403	9252	1258	6926	-49	2	-47	189	-357
247	SLU 4	403	9130	-1704	6377	-45	-4	-55	193	-334
237	SLU 4	351	8553	-2332	11293	-44	-3	-48	300	-2149

Sollecitazioni con momento M22 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione							
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23
211	SLU 4	314	-653	-111	-7073	-116	2	-31	-5	-180
210	SLU 4	314	-127	-712	-6970	-108	4	-32	-18	-177
223	SLU 4	429	-934	215	-6949	-114	-1	-31	15	-178
224	SLU 4	429	-94	445	-6936	-107	2	-30	4	-171
205	SLU 4	380	-1060	146	-6736	-25	-2	-30	-28	-152

Sollecitazioni con momento M22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione							
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23
237	SLU 4	351	8553	-2332	11293	-44	-3	-48	300	-2149
229	SLU 4	350	12074	2506	10913	-46	9	-43	-1316	-2466
239	SLU 4	351	5398	2383	9823	-47	1	-47	19	-624
246	SLU 4	403	5708	-853	9408	-53	-3	-42	275	-276
231	SLU 4	350	8360	532	8790	-45	-10	-55	127	-519

Sollecitazioni con sforzo F11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione							
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23
95	SLU 4	155	-198	-61	86	-648	58	-4	31	-4
158	SLU 4	153	-204	62	77	-646	-59	-5	-30	-4
157	SLU 4	154	-204	-50	71	-611	62	-6	-29	4
94	SLU 4	155	-204	50	78	-608	-58	-4	30	3
91	SLU 4	155	-260	-174	57	-485	21	-6	7	0

Sollecitazioni con sforzo F11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione							
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23
102	SLU 4	132	-442	164	168	468	54	36	1	-21
201	SLU 4	127	-375	53	-121	445	-6	-10	-3	-8
202	SLU 4	127	-378	-92	-122	423	-9	-12	2	-8
200	SLV FO 19	126	-371	460	154	343	-34	14	10	-26
101	SLV FO 31	132	-291	298	77	332	0	3	5	-15

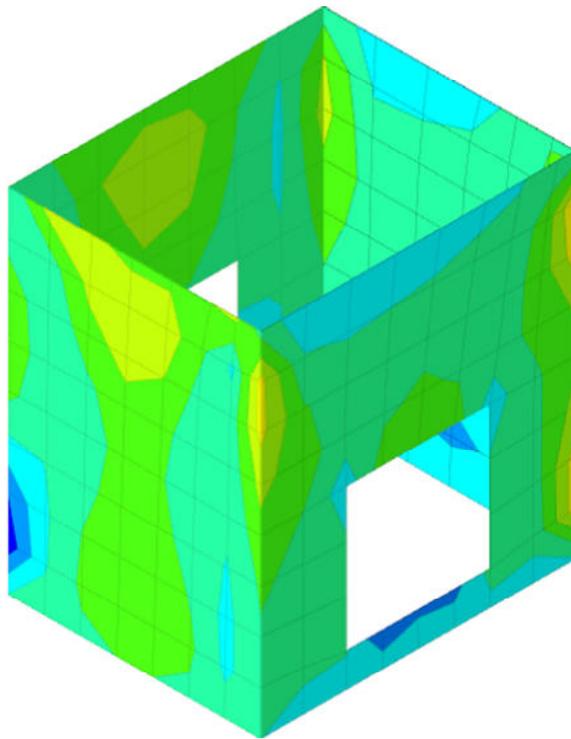
Sollecitazioni con sforzo F22 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione							
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23
200	SLU 4	14	-109	482	-1168	24	115	-319	-9	1
103	SLU 4	108	-120	-469	-1207	8	-123	-299	8	-3
203	SLU 4	18	-99	-492	-1021	28	-111	-292	8	4
101	SLU 4	111	-110	478	-1077	11	119	-274	-7	-1
154	SLV FO 13	125	-351	-85	93	-244	-88	-189	-7	0

Sollecitazioni con sforzo F22 massimo

Figura 13 Tensioni Moo – Pozzetto

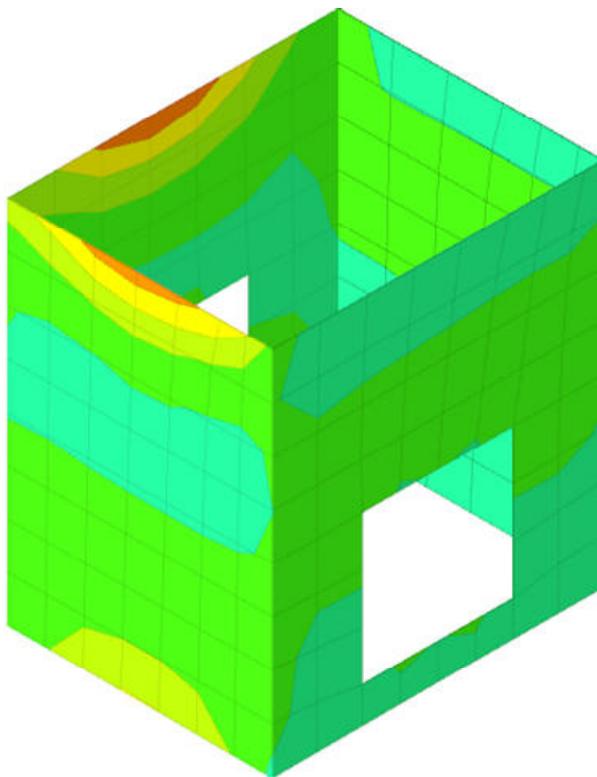


	da 1400 a 1200
	da 1200 a 1000
	da 1000 a 800
	da 800 a 600
	da 600 a 400
	da 400 a 200
	da 200 a 0
	da 0 a -200
	da -200 a -400
	da -400 a -600

[daN*cm/cm]

Sollecitazioni cusci Moo massime

Figura 14 Tensioni Mzz – Pozzetto



	da 6000 a 5000
	da 5000 a 4000
	da 4000 a 3000
	da 3000 a 2000
	da 2000 a 1000
	da 1000 a 0
	da 0 a -1000
	da -1000 a -2000
	da -2000 a -3000
	da -3000 a -4000

[daN*cm/cm]

Sollecitazioni cusci Mzz massime

12.6 ARMATURE UTILIZZATE

Si riportano di seguito le armature di base utilizzate nella verifica degli elementi strutturali. Il criterio di progetto adottato prevede per l'armatura di base, nelle diverse direzioni, un passo di 20 cm e un copriferro di 3,50 cm.

Tabella 27 Armature adottate – Pozzetto dn 1600

Armatura di base					
Numero gruppo	Descrizione gruppo	Φ xx _{inf}	Φ xx _{sup}	Φ yy _{inf}	Φ yy _{sup}
1	Platea	16	16	16	16
2	Pareti pozzetto 1600	16 (V)	16 (V)	12 (O)	12 (O)
3	Soletta	16	16	16	16

13 Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 1800

13.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Si tratta di un manufatto scatolare interrato delle dimensioni lorde esterne di 370x290 cm altezza di 300 cm.

La platea di fondazione e la soletta hanno uno spessore di 25 cm come del resto le pareti.

Si riportano le dimensioni architettoniche degli elementi strutturali sopra richiamati:

Tabella 28 Dimensioni geometriche degli elementi strutturali – Pozzetto

Elemento strutturale	Lunghezza interna (m)	Larghezza interna (m)	Altezza interna (m)	Spessore (cm)
Platea	4,20	3,50	-	35
Pareti perimetrali	3,80	3,10	4,30	30
Soletta	3,80	3,10	-	35

13.2 MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato mediante elementi “gusci - piastre” raggruppati in elementi omogenei (es. platea o pareti in elevazione) di cui si riporta una sintesi:

Tabella 29 Gruppi strutturali omogenei – Pozzetto.

ELEMENTO FINITO: PIASTRA

Numero gruppo	Descrizione gruppo
1	Pareti verticali pozzetto
2	Soletta carrabile pozzetto
3	Platea (fondo) pozzetto

Al fine di considerare la risposta del terreno, simulato come suolo elastico alla Winkler, si è assegnato al gruppo vincoli di platea un valore della costante K (Winkler):

Tabella 30 Gruppi strutturali omogenei vincoli – Pozzetto.

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	Note
3	Vincoli di platea cost. sottofondo = 0,45 daN/cm ³	

13.3 ANALISI DEI CARICHI

Nel dimensionamento della struttura si prenderanno in considerazione i seguenti carichi:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e carichi permanenti portati;
- azioni variabili: i carichi variabili dei sovraccarichi;
- azioni sismiche.

Si trascurano le azioni dovute all'azione del vento, in quanto la struttura è interrata, il carico della neve, in quanto si sono considerati a vantaggio della sicurezza i carichi distribuiti sulla soletta dovuti al traffico

veicolare, e le distorsioni in quanto gli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità non producono azioni significative sulla struttura.

Carichi permanenti

Il peso proprio è stato calcolato considerando l'effettiva incidenza delle pareti, soletta e platea in c.a.. A partire dal peso specifico dell'acciaio e del cemento armato si è determinato il peso dei singoli elementi strutturali. Tale elaborazione viene eseguita automaticamente dal solutore di calcolo partendo dalle dimensioni degli elementi strutturali rappresentati nel modello.

Per i carichi permanenti portati si considera l'azione del terreno sulle pareti interrato oltre che del carico idrostatico delle stesse pareti e sul fondo del pozzetto in caso di riempimento anomalo dello stesso.

Di seguito si riportano i valori dei carichi relativi alle pressioni del terreno sulle pareti del manufatto, del carico idrostatico oltre che del sovraccarico accidentale dovuto ai carichi mobili.

Tabella 31 Valutazione dei carichi – Pozzetto.

POZZETTO ISPEZIONE/SALTO/CONNESSIONE Ø 1800						
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DELL'ACQUA	Platea/pareti					
	Pressione baricentrica acqua	$P_{GW} =$	4250	kg/mq		
	Spinta Max sulla parete	$S_{Wtot} =$	61412,5	Kg		
		Parete 1		Parete 2		
	Larghezza interna	$l_1 =$	3,40	m	$l_2 =$	2,50 m
	Altezza interna	$h =$	4,25	m	$h =$	4,25 m
	Peso specifico acqua	$\gamma_w =$	1000	kg/mc	$\gamma_w =$	1000 kg/mc
	Pressione baricentrica acqua	$P_{GW} =$	2125	kg/mq	$P_{GW} =$	2125 kg/mq
	Area sezione compressa	$A =$	14,45	mq	$A =$	10,63 mq
	Spinta unitaria	$S_w =$	9031,25	Kg/m	$S_w =$	9031,25 Kg/m
	Spinta sulla parete	$S_{Wtot} =$	30706,25	Kg	$S_{Wtot} =$	22578,13 Kg
	Pressione min	$P_{min} =$	0	kg/mq	$P_{min} =$	0 kg/mq
	Pressione max sul fondo e al piede della parete	$P_{max} =$	4250,00	kg/mq	$P_{max} =$	4250,00 kg/mq
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DEL TERRENO		Parete 1		Parete 2		
	Larghezza esterna parete	$L_1 =$	4,00	m	$L_2 =$	3,10 m
	Altezza parete sotto il p.d.c.	$H =$	4,60	m	$H =$	4,60 m
	Sovraccarico sul terreno	$q =$	900	kg/mq	$q =$	900 kg/mq
	Peso specifico terreno	$\gamma_T =$	1950	kg/mc	$\gamma_T =$	1950 kg/mc
	Altezza equivalente	$h_1 =$	0,46	m	$h_1 =$	0,46 m
	Angolo di attrito interno del terreno	$\phi =$	34,00	0,5934	$\phi =$	34,00 0,5934
	-		90	1,5708		90 1,5708
	Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0,44		K_0	0,44
	Spinta unitaria del terreno	$S_T =$	10919,23	Kg/m	$S_T =$	10919,23 Kg/m
	Spinta del terreno sulla parete	$S_{Ttot} =$	43676,93	Kg	$S_{Ttot} =$	33849,62 Kg
	Pressione baricentrica terreno	$P_{GT} =$	2373,75	kg/mq	$P_{GT} =$	2373,75 kg/mq
	Pressione min	$P_{min} =$	396,73	kg/mq	$P_{min} =$	396,73 kg/mq
Pressione max	$P_{max} =$	4350,77	kg/mq	$P_{max} =$	4350,77 kg/mq	

Al fine di valutare l'interazione terreno struttura il valore della spinta è stato incrementato secondo la teoria di Wood dei seguenti valori (valutato automaticamente dal software):

INCREMENTO SPINTA DINAMICA DEL TERRENO					
		SLE (SLO)	SLE (SLD)	SLU (SLV)	SLU (SLC)
Incremento spinta dinamica Wood	$D_p =$	260,10	328,62	699,20	922,94
coefficiente	$a =$	0,030	0,038	0,080	0,106
Peso specifico del terreno	$g =$	1900	1900	1900	1900
Altezza su cui agisce la spinta	$H =$	4,60	4,60	4,60	4,60
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1,60	1,60	1,60	1,60
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_t =$	1,00	1,00	1,00	1,00
Accelerazione	$a_g =$	0,18	0,23	0,49	0,65
Accelerazione massima attesa al sito	$B_m =$	1	1	1	1

13.4 PRESSIONI IN PLATEA

Si riportano a seguire le mappe a colori con la rappresentazione dei valori delle pressioni in platea.

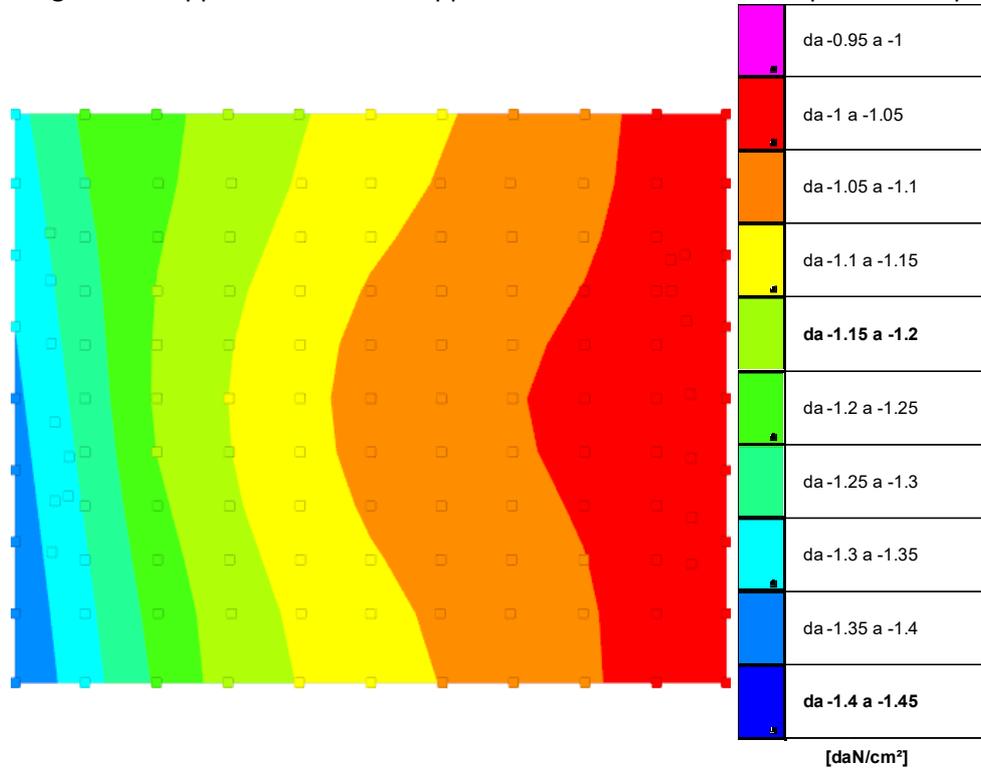


Figura 15 Pressioni in fondazione in condizioni SLU – Pozzetto DN 1800

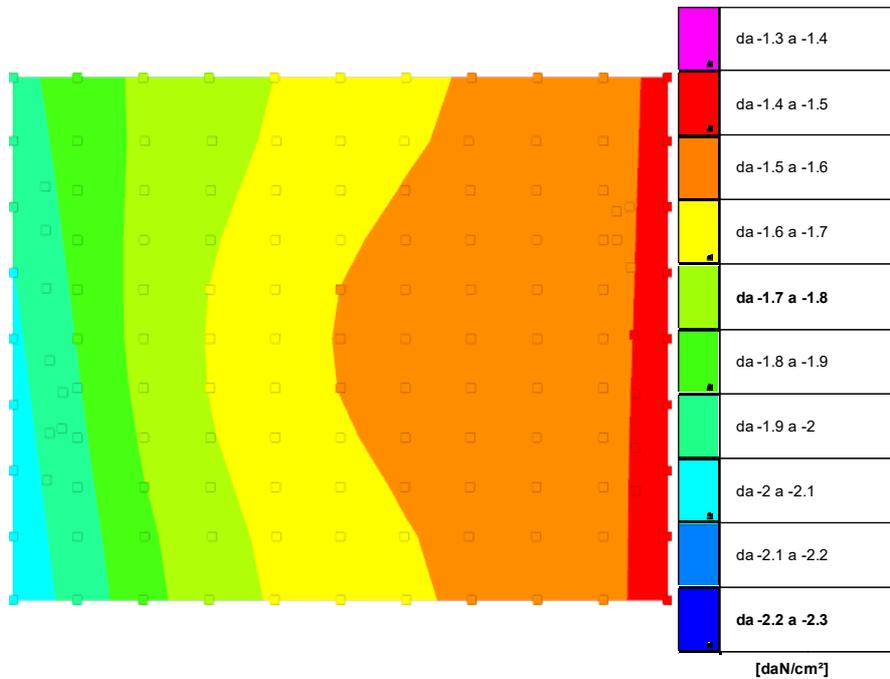


Figura 16 Pressioni in fondazione in condizioni SLE – Pozzetto DN 1800

13.5 TENSIONI MASSIME

A titolo indicativo si riportano nel seguito i valori delle tensioni massime calcolate per ciascun elemento omogeneo (gruppo).

Shell: **elemento guscio a cui si riferiscono le sollecitazioni.**

Ind: indice del guscio.

Cont.: **contesto a cui si riferiscono le sollecitazioni.**

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Nodo: **nodo su cui si basa il guscio a cui si riferisce la sollecitazione.**

Ind: indice del nodo.

Sollecitazione: **valori della sollecitazione.**

M11: componente M11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M12: componente M12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M22: componente M22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

F11: componente F11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F12: componente F12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F22: componente F22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V13: componente V13 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V23: componente V23 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

Sollecitazioni con momento M11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
293	SLU 4	487	-6602	-2283	-1485	-52	28	-96	174	94	
369	SLU 4	382	-5797	-2779	-2563	-24	-9	-89	150	68	
350	SLU 4	382	-5719	-2147	-1969	-34	-9	-82	-138	-57	
311	SLU 4	380	-5514	-2644	-1874	-61	36	-84	143	143	
268	SLU 4	421	-5424	1560	-744	-34	10	-13	-113	74	

Sollecitazioni con momento M11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
365	SLU 4	454	8423	-165	6098	-44	-4	-54	83	-262	
368	SLU 4	416	7389	-749	6538	-43	-7	-54	226	97	
366	SLU 4	454	6995	-104	6045	-41	-9	-54	121	159	
263	SLU 4	455	6789	1953	5466	-53	5	-41	-13	-204	
276	SLU 4	416	6591	1026	5760	-25	-18	-62	-32	-216	

Sollecitazioni con momento M22 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
349	SLU 4	381	-426	-220	-7299	-108	12	-23	-11	-177	
272	SLU 4	381	-2784	1326	-7266	-86	-5	-41	-31	209	
340	SLU 4	380	-574	-900	-7135	-93	-4	-31	29	-174	
295	SLU 4	487	-292	132	-6990	-106	-8	-25	7	-159	
298	SLU 4	380	-2394	-414	-6983	-84	-7	-43	-38	189	

Sollecitazioni con momento M22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
302	SLU 4	455	4849	-86	8011	-46	0	-46	-69	-170	
352	SLU 4	418	4850	975	7869	-45	4	-39	-83	-200	
355	SLU 4	455	4158	-571	7777	-58	-5	-39	174	86	
341	SLU 4	418	4104	711	7510	-58	3	-38	-170	68	
282	SLU 4	454	5740	-172	7436	-63	0	-36	-18	-233	

Sollecitazioni con sforzo F11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
119	SLU 4	169	-387	-250	128	-714	79	-6	38	-2	
118	SLU 4	170	-386	242	125	-685	-77	-6	37	2	
106	SLV FO 31	222	97	66	66	-586	112	-70	12	-8	
107	SLV FO 19	221	109	-65	67	-560	-107	-69	12	8	
115	SLU 4	169	-403	-364	73	-511	29	0	6	2	

Sollecitazioni con sforzo F11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

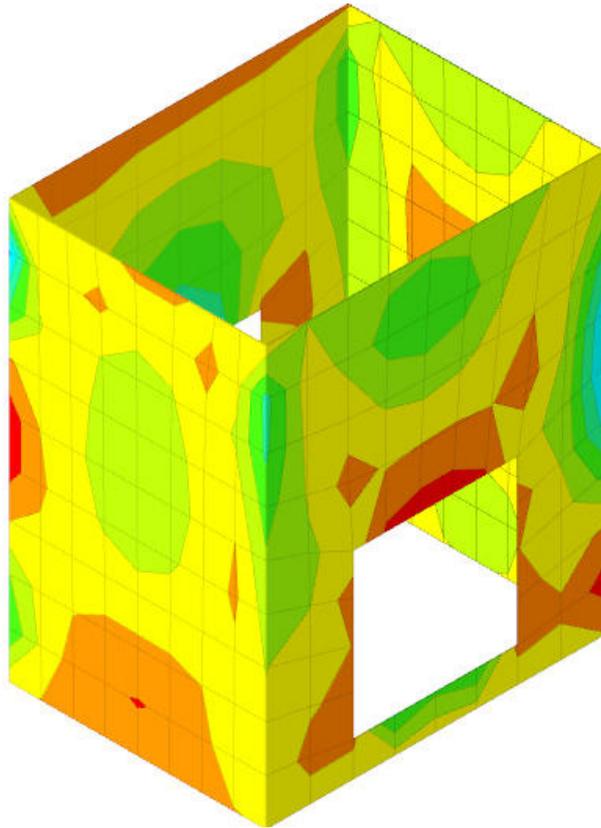
Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
127	SLU 4	142	-433	-95	-142	519	-4	-22	4	-10	
258	SLU 4	137	-433	95	-142	518	3	-22	-3	-10	
126	SLU 4	142	-435	112	-142	509	10	-24	-3	-10	
259	SLV FO 25	137	-104	-55	-21	506	15	-23	1	-5	
257	SLV FO 19	136	-476	590	182	432	-35	6	15	-31	

Sollecitazioni con sforzo F22 minimo

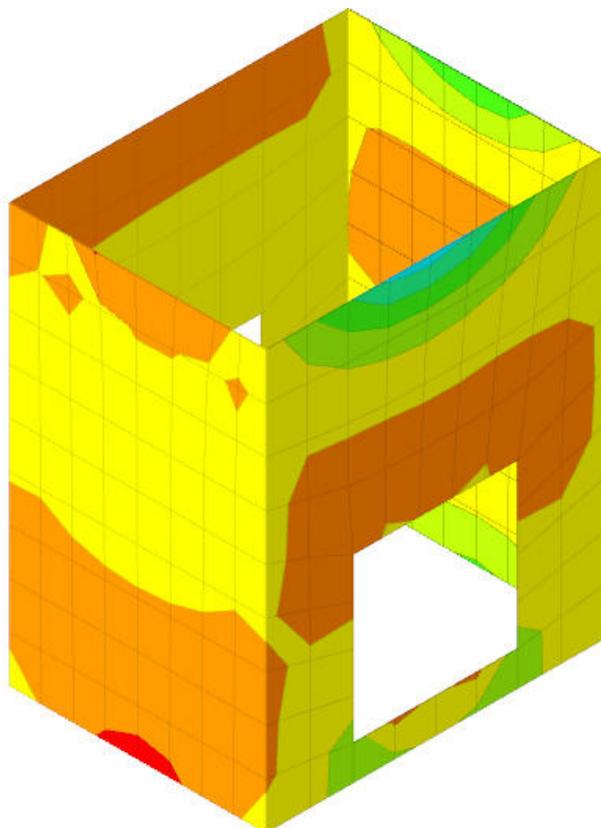
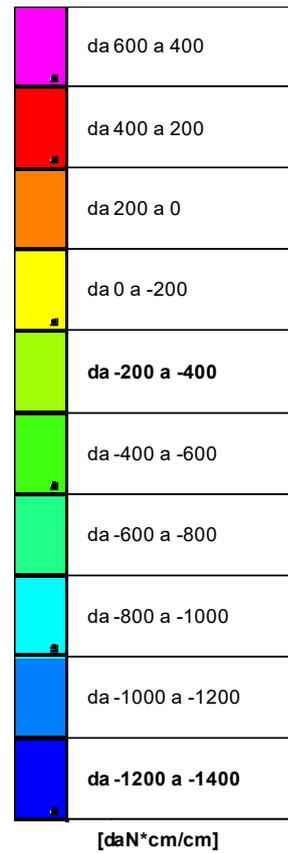
Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
246	SLU 4	167	201	-133	-463	-59	201	-655	-9	37	
217	SLU 4	168	195	126	-458	-59	-197	-634	9	36	
214	SLV FO 29	220	114	57	56	-64	-87	-576	-3	14	
243	SLV FO 17	219	119	-61	56	-65	93	-568	2	14	
245	SLU 4	167	214	-209	-546	-42	144	-466	0	6	

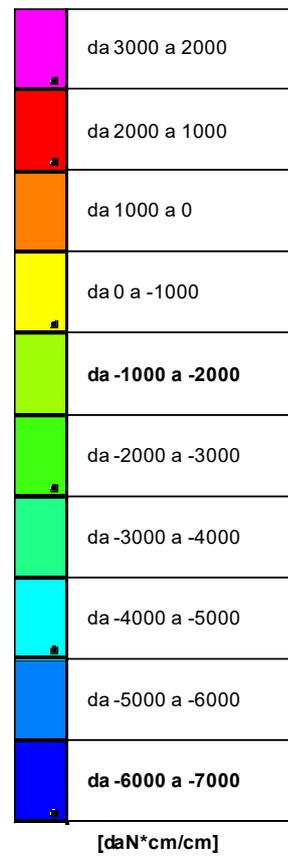
Sollecitazioni con sforzo F22 massimo



Sollecitazioni gusci Moo minime



Sollecitazioni gusci Mzz minime



13.6 ARMATURE UTILIZZATE

Si riportano di seguito le armature di base utilizzate nella verifica degli elementi strutturali. Il criterio di progetto adottato prevede per l'armatura di base, nelle diverse direzioni, un **passo di 20 cm** e un copriferro di 3,5 cm.

Tabella 32 Armature adottate – Pozzetto.

Armatura di base					
Numero gruppo	Descrizione gruppo	Φ xx inf	Φ xx sup	Φ yy inf	Φ yy sup
1	Platea	16	16	16	16
2	Pareti pozzetto	16 (V)	16 (V)	12 (O)	12 (O)
3	Soletta	16	16	16	16

14 Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 2000

14.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Si tratta di un manufatto scatolare interrato delle dimensioni lorde esterne di 440x310 cm altezza di 540 cm.

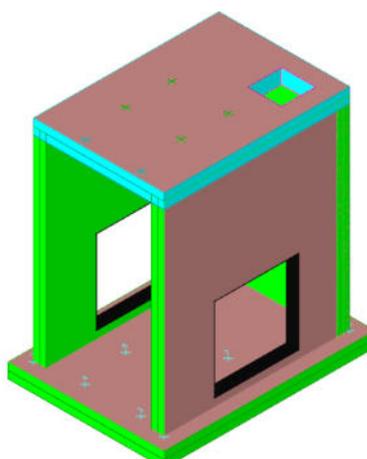
La platea di fondazione e la soletta hanno uno spessore di 35 cm, le pareti di 30 cm.

Si riportano le dimensioni architettoniche degli elementi strutturali sopra richiamati:

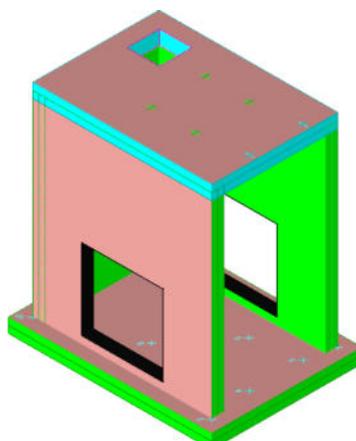
Tabella 33 Dimensioni geometriche degli elementi strutturali – Pozzetto

Elemento strutturale	Lunghezza interna (m)	Larghezza interna (m)	Altezza interna (m)	Spessore (cm)
Platea	5,00	3,70	-	35
Pareti perimetrali	4,40	3,10	4,70	30
Soletta	4,40	3,10	-	35

Figura 17 Modello geometrico adottato nel calcolo strutturale – Pozzetto



Struttura



Struttura

14.2 MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato mediante elementi “gusci - piastre” raggruppati in elementi omogenei (es. platea o pareti in elevazione) di cui si riporta una sintesi:

Tabella 34 Gruppi strutturali omogenei – Pozzetto.

ELEMENTO FINITO: PIASTRA

Numero gruppo	Descrizione gruppo
1	Pareti verticali pozzetto
2	Soletta pozzetto
3	Platea (fondo) pozzetto

Al fine di considerare la risposta del terreno, simulato come suolo elastico alla Winkler, si è assegnato al gruppo vincoli di platea un valore cautelativo della costante K (Winkler):

Tabella 35 Gruppi strutturali omogenei vincoli – Pozzetto.

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	Note
3	Vincoli di platea cost. sottofondo = 2,71 daN/cm ³	

14.3 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni principali da considerare nel calcolo sono:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e non (g_1) e carichi permanenti portati (g_2) (pavimentazione stradale, marciapiedi sicurvia, parapetti, attrezzature stradali etc.);
- azioni variabili: i carichi variabili da traffico (q_1) sono definiti dagli schemi di carico convenzionali e disposti su corsie convenzionali;

Carichi permanenti: il peso proprio è stato calcolato considerando l’effettivo peso della soletta in c.a. del manufatto. A partire dal peso specifico dell’acciaio e del cemento armato si è determinato il peso per unità di lunghezza dei singoli elementi strutturali.

Per la pavimentazione stradale si considera un pacchetto della sovrastruttura composto da strato di usura (spessore medio 3 cm), con il quale verrà sagomata la pendenza trasversale della soletta in c.a.

Azioni variabili - Azioni variabili da traffico: i carichi accidentali agenti sull’impalcato sono definiti dal D.M. 17.01.2018 secondo gli schemi di carico convenzionali disposti su corsie convenzionali posizionati in modo da produrre *gli effetti più sfavorevoli* ai fini della stabilità degli elementi dell’impalcato.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei manufatti è quello massimo compatibile con la larghezza della soletta/carreggiata, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Per i ponti carrabili si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (par. 5.1.3.3.3 Schemi di carico NTC 2018):

Tabella 36 Valutazione dei carichi – Pozzetto.

POZZETTO ISPEZIONE/SALTO/CONNESSIONE Ø 2000						
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DELL'ACQUA	Platea/pareti					
	Pressione baricentrica acqua	$P_{GW} =$	5630	kg/mq		
	Spinta Max sulla parete	$S_{Wtot} =$	120448,22	Kg		
			Parete 1		Parete 2	
	Larghezza interna	$l_1 =$	3,80	m	$l_2 =$	2,50 m
	Altezza interna	$h =$	5,63	m	$h =$	5,63 m
	Peso specifico acqua	$\gamma_w =$	1000	kg/mc	$\gamma_w =$	1000 kg/mc
	Pressione baricentrica acqua	$P_{GW} =$	2815	kg/mq	$P_{GW} =$	2815 kg/mq
	Area sezione compressa	$A =$	21,39	mq	$A =$	14,08 mq
	Spinta unitaria	$S_w =$	15848,45	Kg/m	$S_w =$	15848,45 Kg/m
	Spinta sulla parete	$S_{Wtot} =$	60224,11	Kg	$S_{Wtot} =$	39621,13 Kg
	Pressione min	$P_{min} =$	0	kg/mq	$P_{min} =$	0 kg/mq
Pressione max sul fondo e al piede della parete	$P_{max} =$	5630,00	kg/mq	$P_{max} =$	5630,00 kg/mq	
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DEL TERRENO			Parete 1		Parete 2	
	Larghezza esterna parete	$L_1 =$	4,40	m	$L_2 =$	3,10 m
	Altezza parete sotto il p.d.c.	$H =$	5,05	m	$H =$	5,05 m
	Sovraccarico sul terreno	$q =$	900	kg/mq	$q =$	900 kg/mq
	Peso specifico terreno	$\gamma_T =$	1950	kg/mc	$\gamma_T =$	1950 kg/mc
	Altezza equivalente	$h_1 =$	0,46	m	$h_1 =$	0,46 m
	Angolo di attrito interno del terreno	$\phi =$	34,00	0,5934	$\phi =$	34,00 0,5934
	-		90	1,5708		90 1,5708
	Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0,44		K_0	0,44
	Spinta unitaria del terreno	$S_T =$	12964,11	Kg/m	$S_T =$	12964,11 Kg/m
	Spinta del terreno sulla parete	$S_{Ttot} =$	57042,08	Kg	$S_{Ttot} =$	40188,74 Kg
	Pressione baricentrica terreno	$P_{GT} =$	2567,15	kg/mq	$P_{GT} =$	2567,15 kg/mq
Pressione min	$P_{min} =$	396,73	kg/mq	$P_{min} =$	396,73 kg/mq	
Pressione max	$P_{max} =$	4737,57	kg/mq	$P_{max} =$	4737,57 kg/mq	

Al fine di valutare l'interazione terreno struttura il valore della spinta è stato incrementato secondo la teoria di Wood dei seguenti valori (valutato automaticamente dal software):

INCREMENTO SPINTA DINAMICA DEL TERRENO						
		SLE (SLO)	SLE (SLD)	SLU (SLV)	SLU (SLC)	
Incremento spinta dinamica Wood	$D_p =$	285,55	360,77	767,60	1013,23	kg/mq
coefficiente	$a =$	0,030	0,038	0,080	0,106	
Peso specifico del terreno	$g =$	1900	1900	1900	1900	kg/mc
Altezza su cui agisce la spinta	$H =$	5,05	5,05	5,05	5,05	m
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1,60	1,60	1,60	1,60	
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_t =$	1,00	1,00	1,00	1,00	
Accelerazione	$a_g =$	0,18	0,23	0,49	0,65	m/s ²
Accelerazione massima attesa al sito	$B_m =$	1	1	1	1	

14.4 PRESSIONI IN PLATEA

Si riportano a seguire le mappe a colori con la rappresentazione dei valori delle pressioni in platea e delle deformazioni della struttura.

Figura 18 Pressioni in fondazione in condizioni SLU – Pozzetto DN 2000

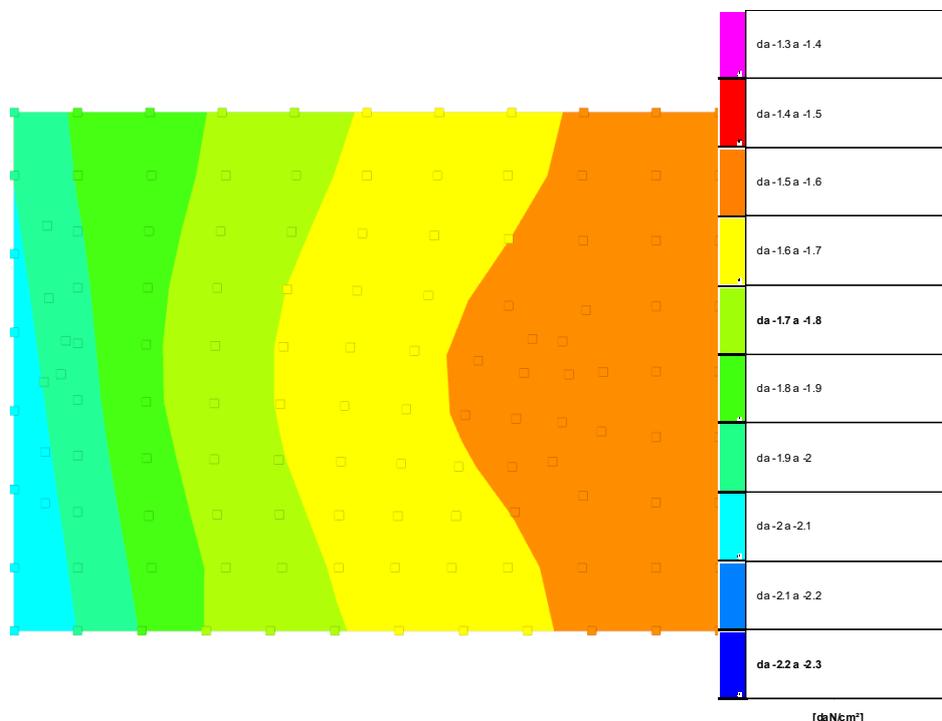
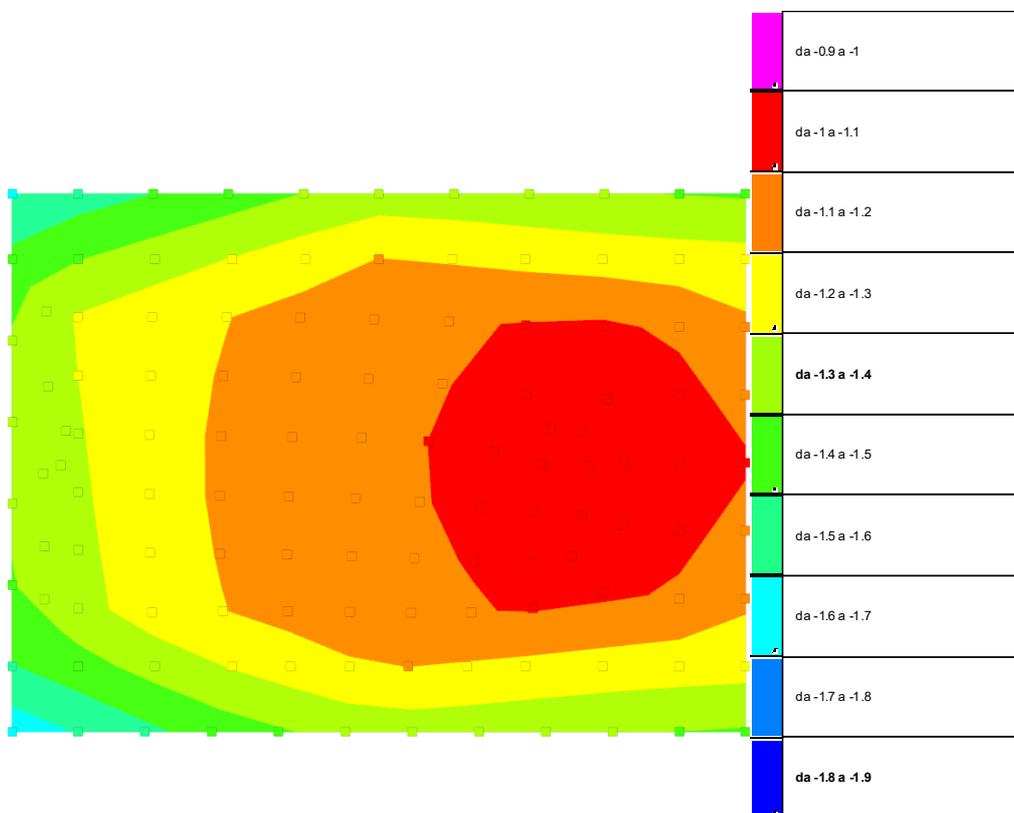


Figura 19 Pressioni in fondazione in condizioni SLE – Pozzetto DN 2000



14.5 TENSIONI MASSIME

Shell: **elemento guscio a cui si riferiscono le sollecitazioni.**

Ind: *indice del guscio.*

Cont.: **contesto a cui si riferiscono le sollecitazioni.**

N.br.: *nome breve della condizione o combinazione di carico.*

Nodo: **nodo su cui si basa il guscio a cui si riferisce la sollecitazione.**

Ind: *indice del nodo.*

Sollecitazione: **valori della sollecitazione.**

M11: *componente M11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]*

M12: *componente M12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]*

M22: *componente M22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]*

F11: *componente F11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]*

F12: *componente F12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]*

F22: *componente F22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]*

V13: *componente V13 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]*

V23: *componente V23 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]*

Sollecitazioni con momento M11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
274	SLU 4	380	-6712	-1204	-317	-28	-18	-66	-134	29	
75	SLU 4	488	-4765	-12	-500	-199	-5	-122	-51	-3	
74	SLU 4	488	-4744	312	-285	-199	47	-101	-51	0	
76	SLU 4	487	-4604	-460	-379	-206	-72	-83	-50	-7	
73	SLU 4	489	-3817	595	-120	-160	87	-59	-40	2	

Sollecitazioni con momento M11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
305	SLU 4	415	8028	-605	5744	-49	-7	-45	214	169	
301	SLU 4	415	7985	-224	4850	-50	-6	-46	216	-43	
331	SLU 4	467	7856	1010	6569	-50	4	-50	-108	-187	
330	SLU 4	467	7703	353	4926	-49	4	-51	-91	63	
276	SLU 4	428	7372	-387	1234	-11	18	-14	-100	-18	

Sollecitazioni con momento M22 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
272	SLU 4	378	-431	-755	-7952	-123	-2	-43	8	-197	
286	SLU 4	496	-692	480	-7886	-121	5	-42	0	-188	
273	SLU 4	379	-312	265	-7848	-112	6	-37	-4	-174	
287	SLU 4	496	-378	1044	-7710	-97	5	-39	10	-194	
271	SLU 4	378	-570	-1449	-7664	-95	-3	-40	-17	-199	

Sollecitazioni con momento M22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
307	SLU 4	415	5843	415	7533	-37	6	-49	113	-24	
325	SLU 4	467	6256	-905	7357	-56	0	-47	136	209	
326	SLU 4	467	4843	-686	7282	-50	-2	-50	67	-183	
303	SLU 4	415	4945	246	7177	-45	3	-51	-87	46	
297	SLU 4	416	6441	-845	7123	-49	-1	-48	-115	-108	

Sollecitazioni con sforzo F11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
125	SLV FO 27	158	65	-129	-15	-804	158	-16	0	1	
124	SLV FO 23	159	71	111	-18	-756	-142	-15	-1	-1	
260	SLV FO 13	127	-260	258	84	-634	322	-66	12	-21	
264	SLV FO 1	130	-222	-256	75	-623	-307	-64	-12	-19	
112	SLV FO 31	205	176	67	4	-602	111	-44	12	-6	

Sollecitazioni con sforzo F11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
132	SLV FO 27	134	0	42	-7	557	-19	-20	-2	-3	
133	SLV FO 23	134	2	-5	-7	548	17	-18	3	-2	
262	SLV FO 25	128	-19	-26	-5	548	34	-30	0	-4	
263	SLV FO 25	130	-86	-76	11	498	-106	40	3	-8	
261	SLV FO 17	128	-127	135	-28	490	-43	-10	-5	-7	

Sollecitazioni con sforzo F22 minimo

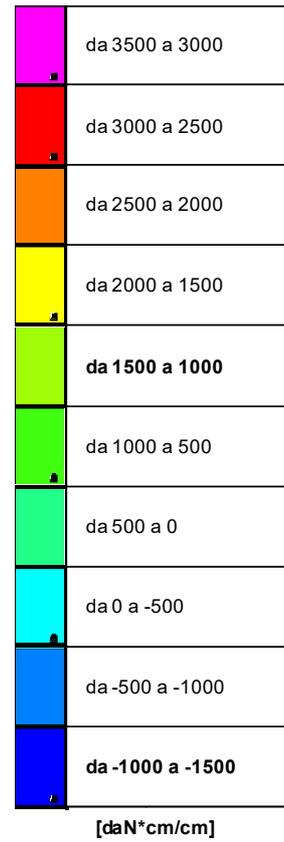
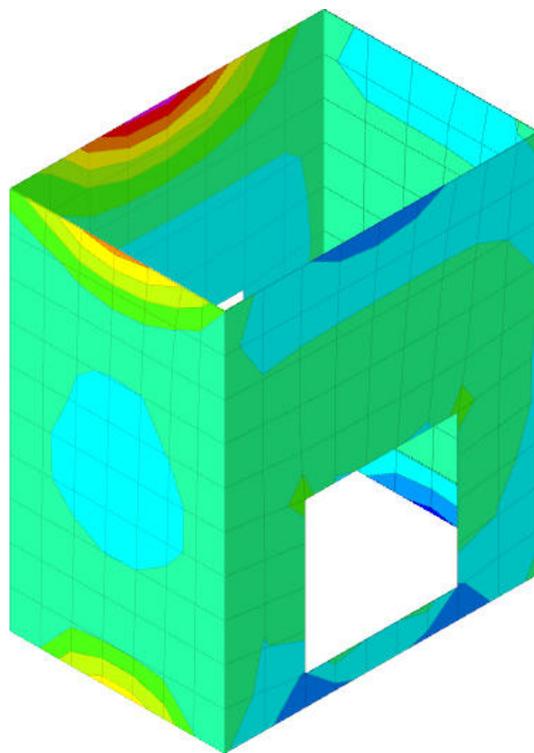
Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
248	SLV FO 25	156	25	-135	23	-77	263	-740	1	0	
213	SLV FO 21	157	17	119	35	-71	-242	-699	-1	0	
210	SLV FO 29	203	26	87	157	-27	27	-625	-4	13	
245	SLV FO 17	202	30	-95	158	-26	-21	-619	4	13	
247	SLU 4	156	154	-385	-496	-23	100	-489	1	6	

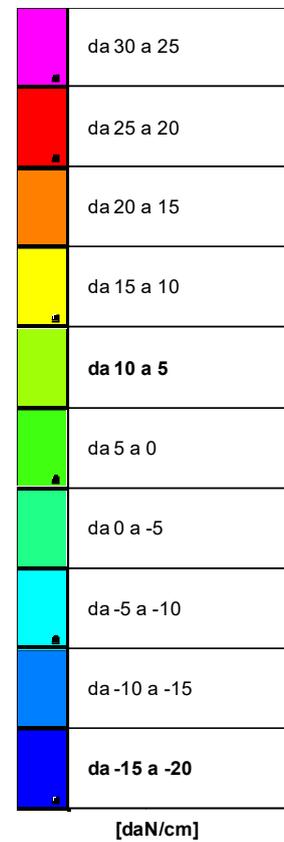
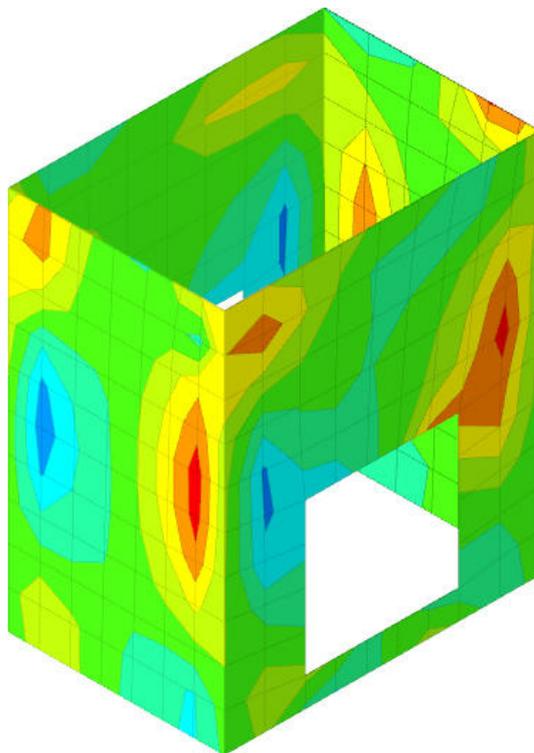
Sollecitazioni con sforzo F22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

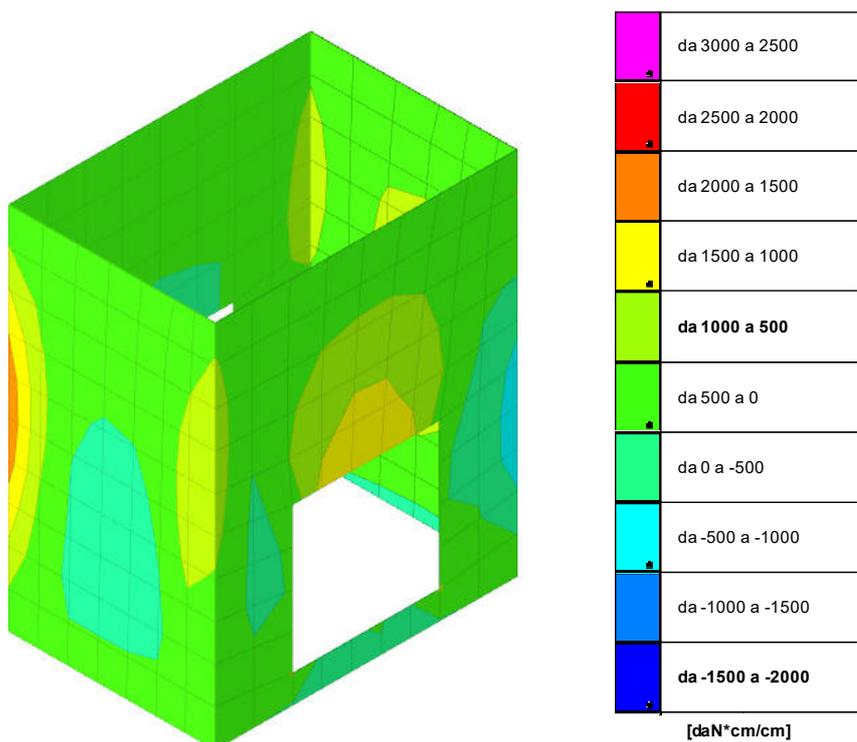
Shell	Cont.	Nodo	Sollecitazione								
Ind	N.br.	Ind	M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
245	X SLV	202	35	-46	-68	8	45	386	2	1	
210	SLV FO 3	203	151	346	-21	7	-44	382	-10	19	
248	Y SLV	156	79	-195	-107	29	-108	329	-4	18	
213	Y SLV	157	85	210	-115	25	91	304	5	19	
108	SLV FO 31	232	-84	285	460	16	66	258	6	11	



Sollecitazioni gusci Mzz massime



Sollecitazioni gusci Vo massime



Sollecitazioni gusci Moo massime

14.6 ARMATURE UTILIZZATE

Si riportano di seguito le armature di base utilizzate nella verifica degli elementi strutturali. Il criterio di progetto adottato prevede per l'armatura di base, nelle diverse direzioni, un passo di 20 cm. e un copriferro di 4 cm.

Tabella 37 Armature adottate – Pozzetto.

Armatura di base					
Numero gruppo	Descrizione gruppo	Φ xx inf	Φ xx sup	Φ yy inf	Φ yy sup
1	Platea	16	16	16	16
2	Pareti pozzetto	16 (V)	16 (V)	12 (O)	12 (O)
3	Soletta	16	16	16	16

15 Pozzetto di ispezione/salto tipo – condotta DN 2200

15.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Si tratta di un manufatto scatolare interrato delle dimensioni lorde esterne di 480x360 cm altezza complessiva (platea e soletta compresa) di 623 cm.

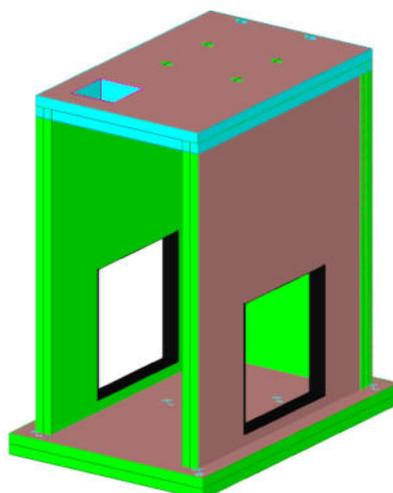
La platea di fondazione e la soletta hanno uno spessore di 35 cm, mentre le pareti hanno spessore 30 cm.

Si riportano di seguito le dimensioni architettoniche degli elementi strutturali sopra richiamati:

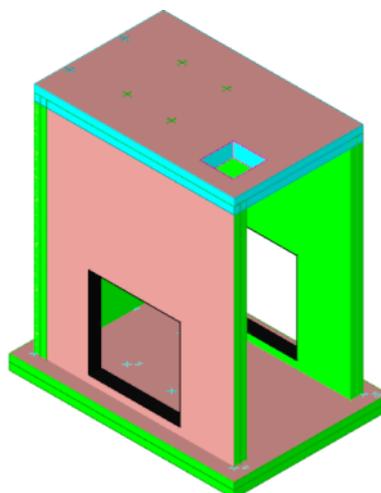
Tabella 38 Dimensioni geometriche degli elementi strutturali – Pozzetto

Elemento strutturale	Lunghezza interna (m)	Larghezza interna (m)	Altezza interna (m)	Spessore (cm)
Platea	4,80	3,60	-	30
Pareti perimetrali	4,20	3,00	5,63	30
Soletta	4,80	3,60	-	30

Figura 20 Modello geometrico adottato nel calcolo strutturale – Pozzetto DN 2200



Struttura



Struttura

15.2 MODELLO

Il modello della struttura è stato realizzato mediante elementi “gusci - piastre” raggruppati in elementi omogenei (es. platea o pareti in elevazione) di cui si riporta una sintesi:

Tabella 39 Gruppi strutturali omogenei – Pozzetto DN 2200

ELEMENTO FINITO: PIASTRA

Numero gruppo	Descrizione gruppo
1	Pareti verticali pozzetto
2	Soletta pozzetto
3	Platea (fondo) pozzetto

Al fine di considerare la risposta del terreno, simulato come suolo elastico alla Winkler, si è assegnato al gruppo vincoli di platea un valore della costante K (Winkler) pari a 3,39 daN/cm³

Tabella 40 Gruppi strutturali omogenei vincoli – Pozzetto DN 2200

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	Note
3	Vincoli di platea cost. sottofondo = 3,39 daN/cm ³	

15.3 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni principali da considerare nel calcolo sono:

- azioni permanenti: peso proprio degli elementi strutturali e non (g_1) e carichi permanenti portati (g_2) (pavimentazione stradale, marciapiedi sicurvia, parapetti, attrezzature stradali etc.);
- azioni variabili: i carichi variabili da traffico (q_1) sono definiti dagli schemi di carico convenzionali e disposti su corsie convenzionali;

Carichi permanenti: il peso proprio è stato calcolato considerando l’effettivo peso della soletta in c.a. del manufatto. A partire dal peso specifico dell’acciaio e del cemento armato si è determinato il peso per unità di lunghezza dei singoli elementi strutturali.

Per la pavimentazione stradale si considera un pacchetto della sovrastruttura composto da strato di usura (spessore medio 3 cm), con il quale verrà sagomata la pendenza trasversale della soletta in c.a.

Azioni variabili - Azioni variabili da traffico: i carichi accidentali agenti sull’impalcato sono definiti dal D.M. 17.01.2018 secondo gli schemi di carico convenzionali disposti su corsie convenzionali posizionati in modo da produrre *gli effetti più sfavorevoli* ai fini della stabilità degli elementi dell’impalcato.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei manufatti è quello massimo compatibile con la larghezza della soletta/carreggiata, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Per i ponti carrabili si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (par. 5.1.3.3.3 Schemi di carico NTC 2018):

Tabella 41 Valutazione dei carichi – Pozzetto.

POZZETTO ISPEZIONE/SALTO/CONNESSIONE Ø 2200					
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DELL'ACQUA	Platea/pareti				
	Pressione baricentrica acqua	P _{GW} =	5000	kg/mq	
	Spinta Max sulla parete	S _{Wtot} =	105000	Kg	
			Parete 1		Parete 2
	Larghezza interna	l ₁ =	4,20	m	l ₂ = 2,50 m
	Altezza interna	h =	5,00	m	h = 5,00 m
	Peso specifico acqua	γ _w =	1000	kg/mc	γ _w = 1000 kg/mc
	Pressione baricentrica acqua	P _{GW} =	2500	kg/mq	P _{GW} = 2500 kg/mq
	Area sezione compressa	A =	21,00	m ²	A = 12,50 m ²
	Spinta unitaria	S _w =	12500	Kg/m	S _w = 12500 Kg/m
	Spinta sulla parete	S _{Wtot} =	52500,00	Kg	S _{Wtot} = 31250,00 Kg
	Pressione min	P _{min} =	0	kg/mq	P _{min} = 0 kg/mq
	Pressione max sul fondo e al piede della parete	P _{max} =	5000,00	kg/mq	P _{max} = 5000,00 kg/mq
CONDIZIONE DI CARICO: AZIONE DEL TERRENO			Parete 1		Parete 2
	Larghezza esterna parete	L ₁ =	4,80	m	L ₂ = 3,10 m
	Altezza parete sotto il p.d.c.	H =	6,23	m	H = 6,23 m
	Sovraccarico sul terreno	q =	900	kg/mq	q = 900 kg/mq
	Peso specifico terreno	γ _T =	1950	kg/mc	γ _T = 1950 kg/mc
	Altezza equivalente	h ₁ =	0,46	m	h ₁ = 0,46 m
	Angolo di attrito interno del terreno	φ =	34,00	0,5934	φ = 34,00 0,5934
	-		90	1,5708	90 1,5708
	Coefficiente di spinta a riposo	K ₀	0,44		K ₀ 0,44
	Spinta unitaria del terreno	S _T =	19152,88	Kg/m	S _T = 19152,88 Kg/m
	Spinta del terreno sulla parete	S _{Ttot} =	91933,83	Kg	S _{Ttot} = 59373,93 Kg
	Pressione baricentrica terreno	P _{GT} =	3074,30	kg/mq	P _{GT} = 3074,30 kg/mq
	Pressione min	P _{min} =	396,73	kg/mq	P _{min} = 396,73 kg/mq
Pressione max	P _{max} =	5751,87	kg/mq	P _{max} = 5751,87 kg/mq	

Al fine di valutare l'interazione terreno struttura il valore della spinta è stato incrementato secondo la teoria di Wood dei seguenti valori (valutato automaticamente dal software):

INCREMENTO SPINTA DINAMICA DEL TERRENO					
		SLE (SLO)	SLE (SLD)	SLU (SLV)	SLU (SLC)
Incremento spinta dinamica Wood	D _p =	352,27	445,07	946,96	1249,99 kg/mq
coefficiente	a =	0,030	0,038	0,080	0,106
Peso specifico del terreno	g =	1900	1900	1900	1900 kg/mc
Altezza su cui agisce la spinta	H	6,23	6,23	6,23	6,23 m
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S _s	1,60	1,60	1,60	1,60
Coefficiente di amplificazione topografica	S _t	1,00	1,00	1,00	1,00
Accelerazione	ag	0,18	0,23	0,49	0,65 m/s ²
Accelerazione massima attesa al sito	B _m	1	1	1	1

15.4 PRESSIONI IN PLATEA

Si riportano a seguire le mappe a colori con la rappresentazione dei valori delle pressioni in platea e delle deformazioni della struttura.

Figura 21 Pressioni in fondazione in condizioni SLU – Pozzetto

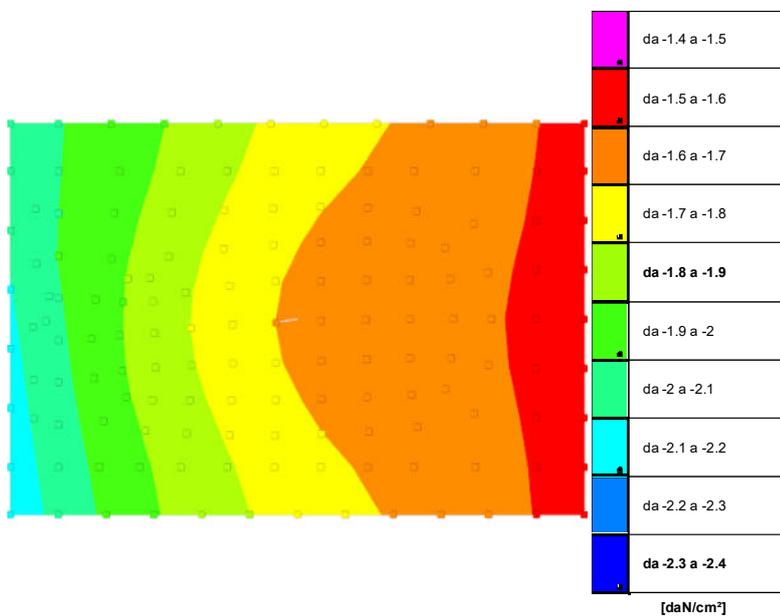
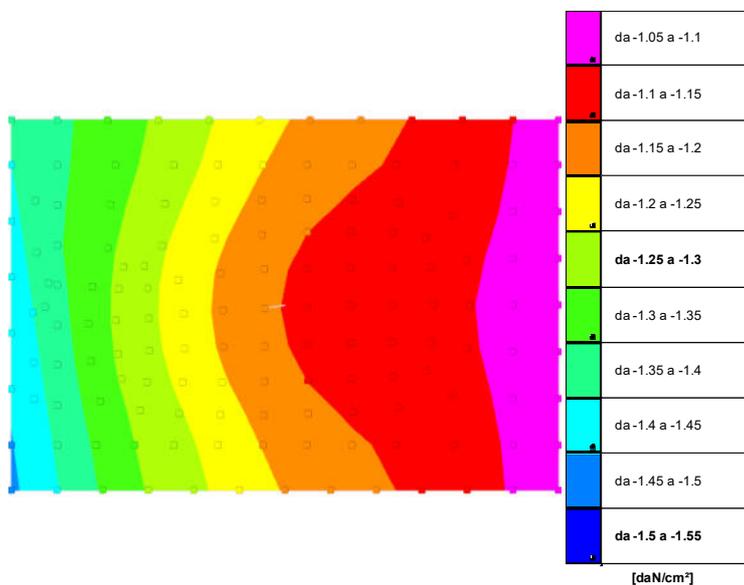


Figura 22 Pressioni in fondazione in condizioni SLE – Pozzetto



15.5 TENSIONI MASSIME

A titolo indicativo si riportano nel seguito i valori delle tensioni massime calcolate per ciascun elemento omogeneo (gruppo).

Tabella 42 Valori delle tensioni massime – Pozzetto.

Shell: elemento guscio a cui si riferiscono le sollecitazioni.

Ind: indice del guscio.

Cont.: contesto a cui si riferiscono le sollecitazioni.

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Nodo: nodo su cui si basa il guscio a cui si riferisce la sollecitazione.

Ind: indice del nodo.

Sollecitazione: valori della sollecitazione.

M11: componente M11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M12: componente M12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

M22: componente M22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN*cm/cm]

F11: componente F11 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F12: componente F12 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

F22: componente F22 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V13: componente V13 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

V23: componente V23 della sollecitazione del guscio nel nodo indicato. [daN/cm]

Sollecitazioni con momento M11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
323	SLU 4	451	-5344	-1121	-457	-30	-19	-40	-91	35	
304	SLU 4	460	-5255	-253	-498	-215	36	-93	55	-2	
83	SLU 4	567	-5248	-104	-551	-204	-40	-100	-55	-6	
82	SLU 4	567	-5228	213	-352	-210	25	-113	-55	-1	
303	SLU 4	460	-5227	-692	-515	-216	-33	-125	58	4	

Sollecitazioni con momento M11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
369	SLU 2	544	10786	-1328	9245	-50	3	-51	1261	-950	
356	SLU 4	491	9946	-552	10717	-44	-1	-61	315	-1523	
355	SLU 2	491	8876	1064	7202	-46	-2	-56	340	-86	
371	SLU 4	544	8383	-913	7493	-48	-4	-59	233	-80	
354	SLU 2	491	7722	-843	9438	-56	-2	-40	116	-365	

Sollecitazioni con momento M22 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
321	SLU 4	449	-1046	152	-8454	-118	1	-46	-15	-198	
320	SLU 4	449	-47	-338	-8334	-117	1	-49	-26	-186	
335	SLU 4	577	-990	-388	-8204	-112	3	-46	12	-183	
336	SLU 4	577	-172	86	-8118	-118	3	-49	19	-171	
322	SLU 4	450	-506	974	-7509	-90	12	-40	-18	-164	

Sollecitazioni con momento M22 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
356	SLU 2	491	9935	-531	10737	-44	0	-56	312	-1521	
354	SLU 4	491	7700	-844	9448	-61	-1	-41	115	-366	
369	SLU 4	544	10768	-1326	9271	-53	6	-54	1261	-955	
370	SLU 2	544	7100	1368	8736	-55	1	-49	43	-458	
347	SLU 2	492	6762	-1806	7546	-45	-3	-47	211	-146	

Sollecitazioni con sforzo F11 minimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
230	SLV FO 25	181	138	199	-15	-1068	-189	13	-4	-1	
146	SLV FO 27	183	91	-239	-20	-977	204	-23	1	1	
229	SLV FO 21	182	98	-216	-22	-924	186	-22	0	-1	
145	SLV FO 23	184	94	216	-22	-923	-185	-22	0	-1	
312	SLV FO 17	153	-370	-414	135	-802	-388	-71	-15	-27	

Sollecitazioni con sforzo F11 massimo

Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

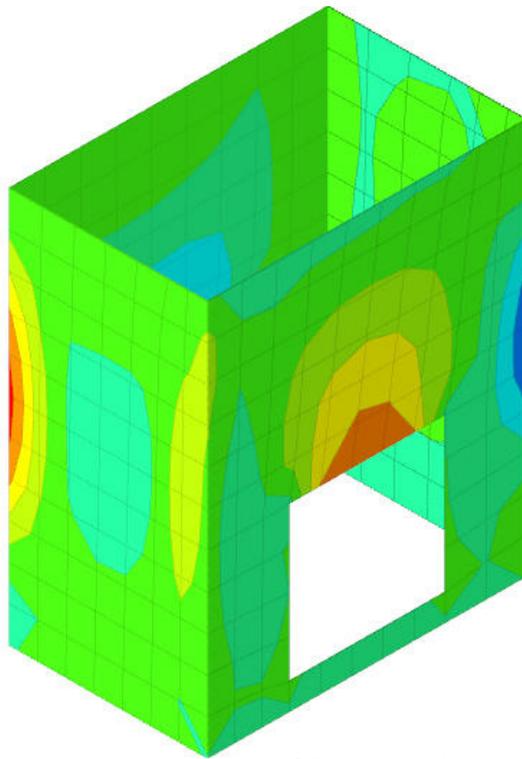
Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
310	SLV FO 25	151	56	-42	-7	723	41	-37	0	-1	
154	SLV FO 27	157	35	40	-7	715	-38	-37	0	-2	
311	SLV FO 25	152	60	-17	-5	637	-18	-6	5	0	
153	SLV FO 27	158	60	22	-6	634	16	-6	-5	0	
308	SLV FO 21	150	-116	-13	25	627	144	61	-6	-10	

Sollecitazioni con sforzo F22 minimo

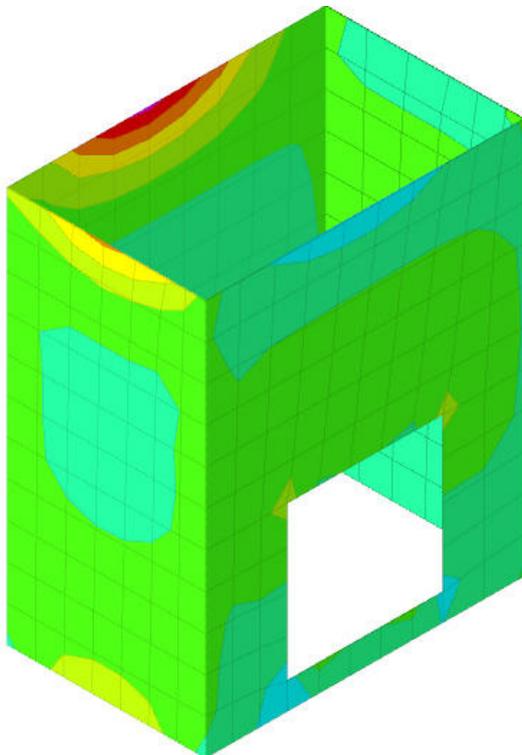
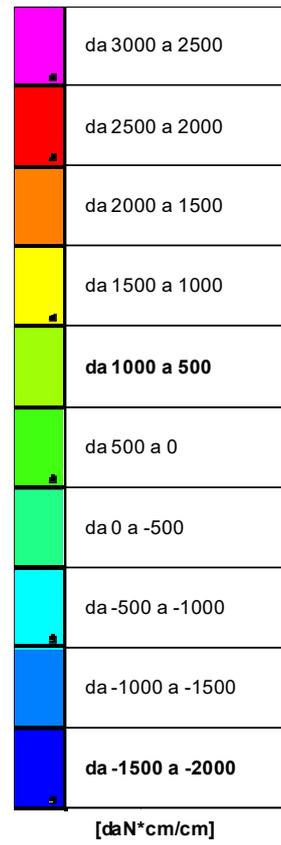
Vengono mostrati i soli 5 gusci più sollecitati.

Shell Ind	Cont. N.br.	Nodo Ind	Sollecitazione								
			M11	M12	M22	F11	F12	F22	V13	V23	
156	SLV FO 27	155	170	-15	-55	-313	-379	-586	-5	-16	
308	SLV FO 25	149	112	-2	-49	-288	403	-553	3	-16	
152	SLV FO 23	160	171	12	-12	-250	360	-549	5	-15	
312	SLV FO 21	154	171	-16	-10	-259	-359	-548	-5	-15	
225	SLV FO 29	149	-590	-31	288	-463	-183	-455	-14	4	

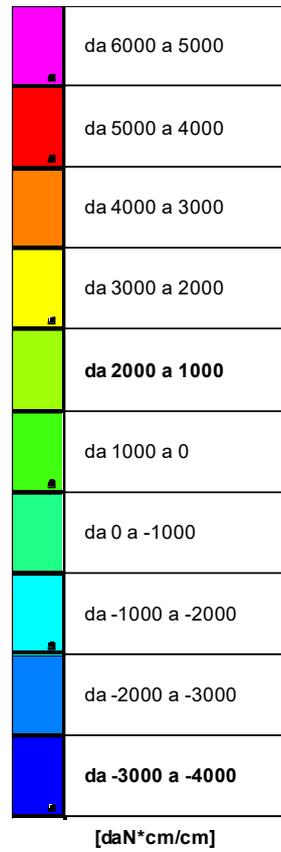
Sollecitazioni con sforzo F22 massimo



Sollecitazioni gusci Moo massime



Sollecitazioni gusci Mzz massime



15.6 ARMATURE UTILIZZATE

Si riportano di seguito le armature di base utilizzate nella verifica degli elementi strutturali. Il criterio di progetto adottato prevede per l'armatura di base, nelle diverse direzioni, un passo di 20 cm. e un copriferro di 4 cm.

Tabella 43 Armature adottate – Pozzetto.

Armatura di base					
Numero gruppo	Descrizione gruppo	Φ xx inf	Φ xx sup	Φ yy inf	Φ yy sup
1	Platea	16	16	16	16
2	Pareti pozzetto	16 (V)	16 (V)	12 (O)	12 (O)
3	Soletta	12	12	12	12

16 Verifica statica manufatto scatolare in c.a.

Si riporta l'analisi statica e il dimensionamento dei seguenti scotalari idraulici prefabbricati aventi dimensioni interne pari a 2,50 x 2,00 m e spessori strutturali pari a 20 cm con ricoprimento massimo pari a 2,80 m.

Nell'analisi svolta si considera un ricoprimento sulla soletta superiore pari a 2,80 mm (situazione più gravosa) al di sopra del quale è presente la sede stradale.

Nella presente relazione si riportano l'analisi dei carichi, le sollecitazioni e le verifiche degli elementi principali.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture interrato, con l'aggiunta delle azioni dovute al traffico stradale, per le quali si fa riferimento alle "Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 Gennaio 2018".

Dal punto di vista sismico l'opera ricade nel comune di Cagliari – Pirri.

Per le geometrie dettagliate dei manufatti si rimanda agli elaborati grafici di progetto

16.1 DESCRIZIONE

Si tratta di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare scatolare di profondità 200 cm avente le dimensioni interne (250 x 200 cm).

È previsto un manufatto *prefabbricato in cantiere specializzato* data la cura necessaria per produrre tale elemento.

La quota tra l'estradosso dell'elemento e il terreno è pari a 280 cm, lo spessore dei traversi e dei ritti è di 20 cm.

Gli elementi scotalari dovranno essere autoportanti ed idonei a sopportare:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante (ricoprimento);
- carichi variabili del traffico per strade di I^a categoria;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- azione sismica di riferimento per la località.

16.1.1 Metodo costruttivo

Nell'ambito del presente lavoro è inclusa la fornitura di elementi prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato, a sezione rettangolare di dimensioni interne nette riportate nelle tavole di progetto.

I manufatti prefabbricati dovranno essere conformi alla norma Uni EN 14844:2006 (con marcatura CE secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 e relativi Eurocodici) con ricoprimenti minimi e massimi rilevati dal profilo longitudinale di progetto.

Le armature dovranno essere dimensionate secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i., in particolare dovranno essere realizzate con doppia rete elettrosaldata e ferri aggiuntivi sagomati.

I manufatti dovranno essere vibrocompressi, ben stagionati, compattati, levigati, lisci, perfettamente rettilinei, a sezione interna rettangolare, di spessore uniforme su tutte le pareti, scevri da screpolature e fessure, conformi alle Norme Tecniche per le Costruzioni e successiva Circolare applicativa.

I manufatti prefabbricati dovranno essere confezionati con calcestruzzo di cemento tipo 425 Portland o come previsto da voce capitolato cementi, con classe di resistenza C32/40 N/mm², con inerti perfettamente lavati di granulometria assortita di almeno tre granulometrie, rispettando il fuso granulometrico di Fuller, in conformità a quanto prescritto dalla UNI 206-2001. Il calcestruzzo dovrà essere prodotto nel cantiere di prefabbricazione con propri impianti di betonaggio, provvedendo oltre al controllo delle miscele, anche il controllo del rapporto a/c tenendo conto dell'umidità degli inerti.

I manufatti prefabbricati dovranno essere armati con gabbia rigida costituita da rete elettrosaldata di acciaio B450C e da eventuali ferri sagomati, saldati e posizionati correttamente in acciaio B450C, opportunamente calcolata e dimensionata in funzione dei carichi e delle sollecitazioni previste, copriferro min. come da normativa, verifica al rischio sismico ed alla fessurazione secondo la normativa vigente.

I manufatti dovranno essere posti in opera su base continua di calcestruzzo a consistenza plastica e resistenza caratteristica pari a Rck 150 daN/cm², armata con rete elettrosaldata di acciaio, dimensioni 6 mm,

maglia 20x20 cm, stesa sovrapponendo maglia a maglia sulle giunzioni, con spessore minimo di 20 cm, compreso l'onere del controllo della livelletta con l'ausilio di idonee apparecchiature laser.

I manufatti dovranno avere lunghezza utile non inferiore a quanto indicato negli elaborati di progetto, completo di giunto a risega a tutto spessore, con possibilità di posizionamento di guarnizione, conforme alle norme UNI EN 681-1:2006, alloggiata su apposita sede, atta a garantire la perfetta tenuta idraulica con spessore di rinterro e caratteristiche come dai disegni di progetto, in conformità a quanto previsto dalla normativa italiana vigente sui cementi armati D.M. 17.01.2018 e compreso di ganci di sollevamento a fungo per la movimentazione. I manufatti dovranno essere privi di fori passanti e dovranno essere posti in opera con idonee attrezzature omologate secondo quanto previsto dalle norme vigenti sulla sicurezza nei cantieri. Eventuali ispezioni per passo d'uomo dovranno essere predisposte con apposite dime in ferro zincato debitamente fissate all'armatura con adeguati cordoli di collegamento, il tutto integrato nel getto a perfetta regola d'arte.

16.1.2 Caratteristiche del terreno di appoggio

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{t \text{ saturo}} = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 27,6^\circ$$

$$C = 33 \text{ KPa}$$

$$E = 10 \text{ MPa}$$

$$K_{\text{winkler}} = 5 \text{ Kg/cm}^3$$

In fase di apertura degli scavi dovrà essere confermato il dato di progetto assunto o in caso contrario dovranno essere assunte tutte le cautele del caso.

16.1.3 Caratteristiche del terreno di riempimento

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{t \text{ saturo}} = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 32^\circ$$

$$C = 0,00 \text{ KPa}$$

$$E = 40 \text{ MPa}$$

$$K_0 \text{ (spinta a riposo)} = 1 - \tan \varphi = 0,470$$

In fase di chiusura degli scavi il materiale di rinterro dovrà essere adeguatamente compattato a tergo del manufatto.

Per il calcolo e verifica delle sollecitazioni si è utilizzato un programma agli elementi finiti:

SISMICAD della società Concrete srl.

Per le verifiche di resistenza si sono utilizzate le procedure del metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi (S.L.U.) secondo quanto prescritto dal D.M. 17-01-2018 eseguendo anche le verifiche degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che prevedono il controllo delle aperture delle fessure.

Le specifiche di calcolo sono riportate nell'allegato "Tabulati di calcolo".

16.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare n.7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

16.3 CALCOLO DEL CARICO SULLA CALOTTA

16.3.1 Metodo di Caquot-Kerisel

Il metodo di Caquot-Kerisel adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Terzaghi.

Nei riguardi della forma del diagramma di carico, cioè della modalità di applicazione delle spinte del terreno, il metodo di Caquot-Kerisel considera che il carico sul traverso si manifesti come semplice peso di una massa parabolica o ellittica di distacco.

Considerando un terreno dotato di angolo di attrito f , coesione C e peso di volume g ed indicando con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso come

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

il valore del suddetto carico è fornito dalla seguente espressione:

$$p_v = \frac{g H}{K_p - 2} [A] - \frac{C}{\text{tg } f} [D]$$

Dove

$$A = \frac{r_0}{H} - \left(\frac{r_0}{H}\right)^{K_p - 1}$$

e

$$D = 1 - \left(\frac{r_0}{H}\right)^{K_p - 1}$$

In questa espressione r_0 rappresenta il raggio del cerchio inscritto nello scatolare

16.4 SPINTA SUI PIEDRITTI

16.4.1 Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume g , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2gH^2K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(a + f)}{\sin^2 a \sin(a-d) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(f+d)\sin(f-b)]}}{\sqrt{[\sin(a-d)\sin(a+b)]}} \right]^2}$$

dove f è l'angolo d'attrito del terreno, a rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($a = 90^\circ$ per parete verticale), d è l'angolo d'attrito terreno-parete, b è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale. La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete d rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $b > f$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$s_a = gz K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

16.4.2 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$g_a = g_{sat} - g_w$$

dove g_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e g_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

16.4.3 Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

dove φ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$s = g z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 g H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

16.4.4 Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta e l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e b l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$e' = e + q$$

$$b' = b + q$$

dove $q = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$DS = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(b + q)}{\cos^2 b \cos q}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete. Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

16.4.5 Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

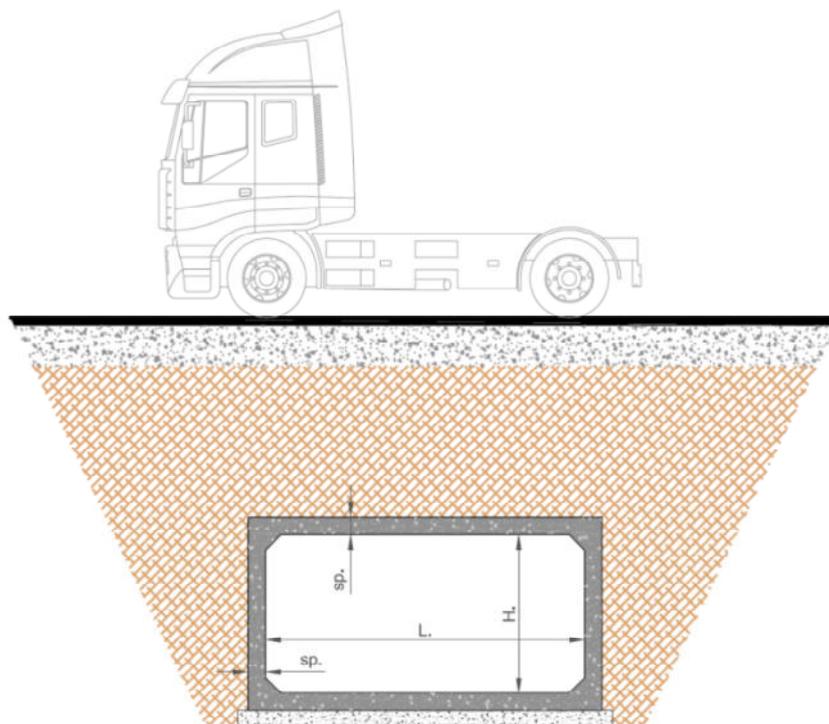
$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

16.5 GEOMETRIA SCATOLARE

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	2,40	[m]
Larghezza esterna	2,90	[m]
Altezza interna (H)	2,00	[m]
Larghezza interna (L)	2,50	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,20	[m]
Spessore piedritto destro	0,20	[m]
Spessore fondazione	0,20	[m]
Spessore traverso	0,20	[m]



Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	2,80	[m]
Peso di volume	1900,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	1900,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	32,00	[°]
Coesione	0,00	[kg/cm ^q]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	1800,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	32,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	28,00	[°]
Coesione	0,33	[kg/cm ^q]
Costante di Winkler	0,00	[kg/cm ^q /cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	1800,00	[kg/m ³]
Peso di volume saturo	2000,00	[kg/m ³]
Angolo di attrito	27,60	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	20,00	[°]
Coesione	0,33	[kg/cm ^q]
Costante di Winkler	5,00	[kg/cm ^q /cm]
Tensione limite	8,00	[kg/cm ²]

16.5.1 Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	407,88	[kg/cm ^q]
------------------------------	--------	-----------------------

Peso specifico calcestruzzo	2500,00	[kg/ m ³]
Modulo elastico E	338021,17	[kg/cm ²]
Tensione di snervamento acciaio	4588,65	[kg/cm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls tesoro/compresso (n')	0,50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15,00	
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

16.5.2 Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kg

Coppie concentrate espressi in kgm

Carichi distribuiti espressi in kg/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F _y	componente Y del carico concentrato
F _x	componente X del carico concentrato
M	momento

Forze distribuite

X _i , X _f	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y _i , Y _f	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V _{ni}	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{nf}	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V _{ti}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V _{tf}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D _{te}	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D _{ti}	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Carichi permanenti

Le azioni dovute ai carichi permanenti sono costituite dal peso del terreno sovrastante il manufatto e dal peso della struttura avremo:

$$P_{v,pav} = 2,80 \times 19,00 = 53,20 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del coefficiente di Marston è posto pari a 1 in quanto gli scatolari hanno un comportamento elastico non rigido.

Il peso proprio, il cui peso specifico definito di 25 kN/m³, è valutato automaticamente dal programma.

Carichi variabili

Per il carico variabile (treno di carichi) sulla soletta superiore dello scatolare viene considerato un carico equivalente uniforme tra i più gravosi tra le seguenti condizioni:

- Una ruota da 150 kN;
- Un asse da 300 kN;
- Due assi da 600 kN complessivi;

Nel caso in esame il contributo più gravoso è rappresentato da due assi da 600 kN del mezzo convenzionale (larghezza impronta 240cm x 160cm, asse stradale perpendicolare allo scatolare) che genera un carico distribuito (diffusione carico a 35°) riferito alla quota media della soletta superiore pari a:

$$Q_{V,veic, sup} = 600 / ((2,40 + 11,00 \text{ tg}35^\circ \times 2 + 0,20) \times (1,60 + 11,00 \text{ tg}35^\circ \times 2 + 0,20)) =$$

$$= 600 / (5,02 \times 3,00) = 39,84 \text{ kN/m}^2$$

Al quale va aggiunto il carico distribuito di 9,00 kN/m²

$$Q' V, \text{veic, sup} = 39,84 + 9,00 = 48,84 \text{ kN/m}^2$$

Spinta orizzontale del terreno

Viene schematizzata come un carico trapezoidale agente sulle pareti laterali a partire dall'interasse della soletta superiore fino all'interasse di quella inferiore:

$$P H_{\text{terr,sup}} = (2,80 \times 19,00) \times 0,470 = 25,00 \text{ kN/m}^2$$

$$P H_{\text{terr,inf}} = 1,316 + (2,20 \times 19,00 \times 0,470) = 44,65 \text{ kN/m}^2$$

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Condizione 2 – carico stradale)

Distr	Traverso	X _i = 0,00	X _f = 2,50	V _{ni} = 3984	V _{nf} = 3984	V _{ti} = 0	V _{tf} = 0
Distr	Traverso	X _i = 0,00	X _f = 2,50	V _{ni} = 900	V _{nf} = 900	V _{ti} = 0	V _{tf} = 0

16.6 IMPOSTAZIONI DI PROGETTO

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo g _c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot r_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \cdot s_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot s_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctga} + \text{ctgq}) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(q) + \text{ctg}(a)) / (1.0 + \text{ctg}^2 q)$$

con:

- d altezza utile sezione [mm]
- b_w larghezza minima sezione [mm]
- s_{cp} tensione media di compressione [N/mm²]
- r₁ rapporto geometrico di armatura
- A_{sw} area armatura trasversale [mm²]
- s interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
- a_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e s_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente molto aggressivo	
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	0.60 f_{ck}
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	0.45 f_{ck}
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile	
Apertura limite fessure espresse in [mm]	
Apertura limite fessure $w_1=0,20$ $w_2=0,30$ $w_3=0,40$	

Metodo di calcolo aperture delle fessure:

- NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5

Resistenza a trazione per **Flessione**

Verifiche secondo:

Norme Tecniche 2018 - Approccio 1

Copriferro sezioni 3,50 [cm]

16.7 DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

g	Coefficiente di partecipazione della condizione
Y	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

g_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
g_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
g_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
g_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
g_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
g_{tanf}	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
g_c'	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
g_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
g_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	g_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	g_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	g_{G2fav}	0,80	0,80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	g_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	g_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	g_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	g_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	g_{Qsfav}	1,35	1,15
Termici	Favorevole	g_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	g_{esfav}	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$g_{\tan\phi}$	1,00	1,25
Coesione efficace	g_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	g_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	g_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	g_g	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	g_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	g_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	g_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	g_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	g_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	g_{Qisfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	g_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	g_{Qsfav}	1,00	1,00
Termici	Favorevole	g_{efav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	g_{esfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$g_{\tan\phi}$	1,00	1,00
Coesione efficace	g_c	1,00	1,00
Resistenza non drenata	g_{cu}	1,00	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	g_{qu}	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume	g_g	1,00	1,00

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Condizione 2	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Condizione 2	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
--------------	-------------	------	------	------

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Frequente)

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 15 SLE (Rara)

	Effetto	g	Y	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Condizione 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

16.8 ANALISI DELLA SPINTA E VERIFICHE

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kgm

V taglio espresso in kg

SN sforzo normale espresso in kg

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

s_t pressione sul terreno espressa in kg/cmq

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Teoria di Caquot-Kerisel

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

<u>Spinta sui piedritti</u>	Attiva	[combinazione 1]
	Attiva	[combinazione 2]
	Attiva	[combinazione 3]
	Attiva	[combinazione 4]
	Attiva	[combinazione 5]
	Attiva	[combinazione 6]
	Attiva	[combinazione 7]
	Attiva	[combinazione 8]
	Attiva	[combinazione 9]
	Attiva	[combinazione 10]
	Attiva	[combinazione 11]
	Attiva	[combinazione 12]

Attiva [combinazione 13]
 Attiva [combinazione 14]
 Attiva [combinazione 15]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine 39.254113
 Longitudine 9.132570
 Comune Cagliari - Pirri
 Provincia Città Metropolitana di Cagliari
 Regione Sardegna

Punti di interpolazione del reticolo 20059 - 19837 - 19836 - 20058

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria
 Vita nominale 50 anni
 Classe d'uso II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
 Vita di riferimento 50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$ 0.49 [m/s²]
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00
 Coefficiente riduzione (b_m) 1.00
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*b_m*St*Ss) = 8.99$
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h = 4.50$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$ 0.23 [m/s²]
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.80
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00
 Coefficiente riduzione (b_m) 1.00
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*b_m*St*Ss) = 4.24$
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h = 2.12$
 Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Spinta sismica Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico 32,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,326	0,000
2	0,395	0,000
3	0,326	0,000
4	0,395	0,000
5	0,326	0,406
6	0,326	0,378
7	0,326	0,406
8	0,326	0,378

9	0,326	0,406
10	0,326	0,378
11	0,326	0,406
12	0,326	0,378
13	0,326	0,000
14	0,326	0,000
15	0,326	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	26
Numero elementi trasverso	24
Numero elementi piedritto sinistro	20
Numero elementi piedritto destro	20
Numero molle fondazione	27
Numero molle piedritto sinistro	21
Numero molle piedritto destro	21

16.8.1 Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1840,88 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-11,33	14,23	1840,88

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.2 Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1936,68 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-11,33	14,23	1936,68

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.3 Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1840,88 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-11,33	14,23	1840,88

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.4 Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1936,68 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-11,33	14,23	1936,68

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.5 Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.6 Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.7 Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.8 Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{kg/mq}]$
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.9 Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{kg/mq}]$
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.10 Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[\text{kg/mq}]$
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.11 Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	Q [kg/mq]
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

16.8.12 Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	Q [kg/mq]
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

16.8.13 Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	Q [kg/mq]
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.14 Analisi della combinazione n° 14

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	Q [kg/mq]
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,00 [kg/mq]	Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.15 Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta (solo peso terreno) 1416,06 [kg/mq]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kg/mq]
-11,33	14,23	1416,06

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]
 Piedritto destro Pressione sup. 0,00 [kg/mq] Pressione inf. 0,00 [kg/mq]

16.8.16 Spostamenti**Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)**

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,116
0,78	0,000	0,081
1,45	0,000	0,064
2,12	0,000	0,081
2,80	0,000	0,116

Spostamenti traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,117
0,83	0,000	0,150
1,45	0,000	0,162
2,08	0,000	0,150
2,80	0,000	0,117

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,116
1,20	-0,025	0,117
2,30	0,000	0,117

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,116
1,20	0,025	0,117
2,30	0,000	0,117

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,105
0,78	0,000	0,072
1,45	0,000	0,057
2,12	0,000	0,072
2,80	0,000	0,105

Spostamenti traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,106
0,83	0,000	0,137
1,45	0,000	0,149
2,08	0,000	0,137
2,80	0,000	0,106

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,105
1,20	-0,024	0,105
2,30	0,000	0,106

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,105
1,20	0,024	0,105
2,30	0,000	0,106

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,311
0,78	0,000	0,205
1,45	0,000	0,158
2,12	0,000	0,205
2,80	0,000	0,311

Spostamenti traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,315
0,83	0,000	0,428
1,45	0,000	0,471
2,08	0,000	0,428
2,80	0,000	0,315

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,311
1,20	-0,082	0,313
2,30	0,000	0,315

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,311
1,20	0,082	0,313
2,30	0,000	0,315

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,270
0,78	0,000	0,178
1,45	0,000	0,137
2,12	0,000	0,178
2,80	0,000	0,270

Spostamenti traverso (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,274
0,83	0,000	0,374
1,45	0,000	0,412
2,08	0,000	0,374
2,80	0,000	0,274

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
-------	---------------------	---------------------

0,10	0,000	0,270
1,20	-0,072	0,272
2,30	0,000	0,274

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,270
1,20	0,072	0,272
2,30	0,000	0,274

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,082
0,78	0,030	0,060
1,45	0,030	0,051
2,12	0,030	0,067
2,80	0,030	0,100

Spostamenti traverso (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,056	0,083
0,83	0,056	0,114
1,45	0,056	0,127
2,08	0,056	0,121
2,80	0,056	0,101

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,082
1,20	0,023	0,083
2,30	0,056	0,083

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,100
1,20	0,063	0,101
2,30	0,056	0,101

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,078
0,78	0,030	0,057
1,45	0,030	0,048
2,12	0,030	0,064
2,80	0,030	0,096

Spostamenti traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,056	0,079
0,83	0,056	0,109
1,45	0,056	0,122
2,08	0,056	0,116
2,80	0,056	0,097

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,078
1,20	0,024	0,079
2,30	0,056	0,079

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,096
1,20	0,063	0,097
2,30	0,056	0,097

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,082
0,78	0,030	0,060
1,45	0,030	0,051
2,12	0,030	0,067
2,80	0,030	0,100

Spostamenti traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,056	0,083
0,83	0,056	0,114
1,45	0,056	0,127
2,08	0,056	0,121
2,80	0,056	0,101

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,082
1,20	0,023	0,083
2,30	0,056	0,083

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,100
1,20	0,063	0,101
2,30	0,056	0,101

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,078
0,78	0,030	0,057
1,45	0,030	0,048
2,12	0,030	0,064
2,80	0,030	0,096

Spostamenti traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,056	0,079
0,83	0,056	0,109
1,45	0,056	0,122
2,08	0,056	0,116
2,80	0,056	0,097

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,078
1,20	0,024	0,079
2,30	0,056	0,079

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,030	0,096
1,20	0,063	0,097
2,30	0,056	0,097

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,100
0,78	-0,030	0,067
1,45	-0,030	0,051
2,12	-0,030	0,060
2,80	-0,030	0,082

Spostamenti traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,056	0,101
0,83	-0,056	0,121
1,45	-0,056	0,127
2,08	-0,056	0,114
2,80	-0,056	0,083

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,100
1,20	-0,063	0,101
2,30	-0,056	0,101

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,082
1,20	-0,023	0,083
2,30	-0,056	0,083

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,096
0,78	-0,030	0,064
1,45	-0,030	0,048
2,12	-0,030	0,057
2,80	-0,030	0,078

Spostamenti traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,056	0,097
0,83	-0,056	0,116
1,45	-0,056	0,122
2,08	-0,056	0,109
2,80	-0,056	0,079

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,096
1,20	-0,063	0,097
2,30	-0,056	0,097

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,078

1,20	-0,024	0,079
2,30	-0,056	0,079

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,100
0,78	-0,030	0,067
1,45	-0,030	0,051
2,12	-0,030	0,060
2,80	-0,030	0,082

Spostamenti traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,056	0,101
0,83	-0,056	0,121
1,45	-0,056	0,127
2,08	-0,056	0,114
2,80	-0,056	0,083

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,100
1,20	-0,063	0,101
2,30	-0,056	0,101

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,082
1,20	-0,023	0,083
2,30	-0,056	0,083

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,096
0,78	-0,030	0,064
1,45	-0,030	0,048
2,12	-0,030	0,057
2,80	-0,030	0,078

Spostamenti traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,056	0,097
0,83	-0,056	0,116
1,45	-0,056	0,122
2,08	-0,056	0,109
2,80	-0,056	0,079

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,096
1,20	-0,063	0,097
2,30	-0,056	0,097

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	-0,030	0,078
1,20	-0,024	0,079
2,30	-0,056	0,079

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,089
0,78	0,000	0,062
1,45	0,000	0,050
2,12	0,000	0,062
2,80	0,000	0,089

Spostamenti traverso (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,090
0,83	0,000	0,115
1,45	0,000	0,125
2,08	0,000	0,115
2,80	0,000	0,090

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,089
1,20	-0,020	0,090
2,30	0,000	0,090

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,089
1,20	0,020	0,090
2,30	0,000	0,090

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,197
0,78	0,000	0,131
1,45	0,000	0,102
2,12	0,000	0,131
2,80	0,000	0,197

Spostamenti traverso (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,200
0,83	0,000	0,270
1,45	0,000	0,296
2,08	0,000	0,270
2,80	0,000	0,200

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,197
1,20	-0,051	0,199
2,30	0,000	0,200

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,197
1,20	0,051	0,199
2,30	0,000	0,200

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,233

0,78	0,000	0,154
1,45	0,000	0,119
2,12	0,000	0,154
2,80	0,000	0,233

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,237
0,83	0,000	0,321
1,45	0,000	0,353
2,08	0,000	0,321
2,80	0,000	0,237

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,233
1,20	-0,061	0,235
2,30	0,000	0,237

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,10	0,000	0,233
1,20	0,061	0,235
2,30	0,000	0,237

16.8.17 Sollecitazioni**Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)**

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1113,95	-4647,76	149,40
0,78	1085,95	-1724,40	149,40
1,45	1699,51	154,93	149,40
2,12	1085,95	2111,48	149,40
2,80	-1113,95	4647,76	149,40

Sollecitazioni trasverso (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-784,80	3362,68	-149,62
0,83	998,52	1556,80	-149,62
1,45	1485,02	0,00	-149,62
2,08	998,52	-1556,80	-149,62
2,80	-784,80	-3362,68	-149,62

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1113,95	149,62	4792,68
1,20	-949,37	149,62	4077,68
2,30	-784,80	149,62	3362,68

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1113,95	-149,62	4792,68
1,20	-949,37	-149,62	4077,68
2,30	-784,80	-149,62	3362,68

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1008,18	-4258,83	102,67
0,78	1004,93	-1580,69	102,67

1,45	1565,58	137,00	102,67
2,12	1004,93	1925,87	102,67
2,80	-1008,18	4258,83	102,67

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-781,99	3289,52	-102,82
0,83	962,53	1522,93	-102,82
1,45	1438,44	0,00	-102,82
2,08	962,53	-1522,93	-102,82
2,80	-781,99	-3289,52	-102,82

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1008,18	102,82	4389,52
1,20	-895,08	102,82	3839,52
2,30	-781,99	102,82	3289,52

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1008,18	-102,82	4389,52
1,20	-895,08	-102,82	3839,52
2,30	-781,99	-102,82	3289,52

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-3030,00	-13305,58	-5,82
0,78	3233,70	-4944,06	-5,82
1,45	4970,29	380,67	-5,82
2,12	3233,70	5931,75	-5,82
2,80	-3030,00	13305,58	-5,82

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-3042,82	12263,77	5,83
0,83	3460,95	5677,67	5,83
1,45	5235,22	0,00	5,83
2,08	3460,95	-5677,67	5,83
2,80	-3042,82	-12263,77	5,83

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-3030,00	-5,83	13693,77
1,20	-3036,41	-5,83	12978,77
2,30	-3042,82	-5,83	12263,77

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-3030,00	5,83	13693,77
1,20	-3036,41	5,83	12978,77
2,30	-3042,82	5,83	12263,77

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-2640,37	-11634,01	-29,56
0,78	2834,50	-4323,36	-29,56
1,45	4351,80	329,30	-29,56
2,12	2834,50	5180,17	-29,56
2,80	-2640,37	11634,01	-29,56

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-2705,49	10871,93	29,60
0,83	3060,16	5033,30	29,60
1,45	4633,06	0,00	29,60
2,08	3060,16	-5033,30	29,60
2,80	-2705,49	-10871,93	29,60

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-2640,37	-29,60	11971,93
1,20	-2672,93	-29,60	11421,93
2,30	-2705,49	-29,60	10871,93

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-2640,37	29,60	11971,93
1,20	-2672,93	29,60	11421,93
2,30	-2705,49	29,60	10871,93

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1004,57	-3578,60	60,88
0,78	746,78	-1482,13	91,32
1,45	1334,52	-51,89	121,59
2,12	957,55	1550,00	151,86
2,80	-749,26	3726,12	182,30

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-494,28	2532,04	-182,48
0,83	831,97	1126,59	-149,87
1,45	1157,47	-85,00	-121,77
2,08	725,72	-1296,59	-93,66
2,80	-723,78	-2702,04	-61,05

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1004,57	281,42	3681,51
1,20	-722,22	231,95	3106,77
2,30	-494,28	182,48	2532,04

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-749,26	37,89	3851,51
1,20	-763,73	-11,58	3276,77
2,30	-723,78	-61,05	2702,04

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-964,51	-3424,27	47,54
0,78	713,14	-1425,01	77,98
1,45	1280,11	-58,25	108,25
2,12	923,90	1477,71	138,52
2,80	-709,20	3571,80	168,97

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-483,60	2471,33	-169,13
0,83	810,45	1098,48	-136,52
1,45	1127,17	-85,00	-108,41
2,08	704,21	-1268,48	-80,30
2,80	-713,10	-2641,32	-47,70

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-964,51	268,07	3521,86
1,20	-696,85	218,60	2996,59
2,30	-483,60	169,13	2471,33

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-709,20	51,24	3691,85
1,20	-738,36	1,77	3166,59
2,30	-713,10	-47,70	2641,32

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1004,57	-3578,60	60,88
0,78	746,78	-1482,13	91,32
1,45	1334,52	-51,89	121,59
2,12	957,55	1550,00	151,86
2,80	-749,26	3726,12	182,30

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-494,28	2532,04	-182,48
0,83	831,97	1126,59	-149,87
1,45	1157,47	-85,00	-121,77
2,08	725,72	-1296,59	-93,66
2,80	-723,78	-2702,04	-61,05

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1004,57	281,42	3681,51
1,20	-722,22	231,95	3106,77
2,30	-494,28	182,48	2532,04

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-749,26	37,89	3851,51
1,20	-763,73	-11,58	3276,77
2,30	-723,78	-61,05	2702,04

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-964,51	-3424,27	47,54
0,78	713,14	-1425,01	77,98
1,45	1280,11	-58,25	108,25
2,12	923,90	1477,71	138,52
2,80	-709,20	3571,80	168,97

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-483,60	2471,33	-169,13

0,83	810,45	1098,48	-136,52
1,45	1127,17	-85,00	-108,41
2,08	704,21	-1268,48	-80,30
2,80	-713,10	-2641,32	-47,70

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-964,51	268,07	3521,86
1,20	-696,85	218,60	2996,59
2,30	-483,60	169,13	2471,33

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-709,20	51,24	3691,85
1,20	-738,36	1,77	3166,59
2,30	-713,10	-47,70	2641,32

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-749,26	-3726,12	182,30
0,78	957,55	-1227,91	151,86
1,45	1334,52	296,60	121,59
2,12	746,78	1770,72	91,32
2,80	-1004,57	3578,60	60,88

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-723,78	2702,04	-61,05
0,83	725,72	1296,59	-93,66
1,45	1157,47	85,00	-121,77
2,08	831,97	-1126,59	-149,87
2,80	-494,28	-2532,04	-182,48

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-749,26	-37,89	3851,51
1,20	-763,73	11,58	3276,77
2,30	-723,78	61,05	2702,04

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1004,57	-281,42	3681,51
1,20	-722,22	-231,95	3106,77
2,30	-494,28	-182,48	2532,04

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-709,20	-3571,80	168,97
0,78	923,90	-1170,80	138,52
1,45	1280,11	290,24	108,25
2,12	713,14	1698,42	77,98
2,80	-964,51	3424,27	47,54

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-713,10	2641,32	-47,70
0,83	704,21	1268,48	-80,30
1,45	1127,17	85,00	-108,41
2,08	810,45	-1098,48	-136,52

2,80 -483,60 -2471,33 -169,13

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-709,20	-51,24	3691,85
1,20	-738,36	-1,77	3166,59
2,30	-713,10	47,70	2641,32

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-964,51	-268,07	3521,86
1,20	-696,85	-218,60	2996,59
2,30	-483,60	-169,13	2471,33

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-749,26	-3726,12	182,30
0,78	957,55	-1227,91	151,86
1,45	1334,52	296,60	121,59
2,12	746,78	1770,72	91,32
2,80	-1004,57	3578,60	60,88

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-723,78	2702,04	-61,05
0,83	725,72	1296,59	-93,66
1,45	1157,47	85,00	-121,77
2,08	831,97	-1126,59	-149,87
2,80	-494,28	-2532,04	-182,48

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-749,26	-37,89	3851,51
1,20	-763,73	11,58	3276,77
2,30	-723,78	61,05	2702,04

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1004,57	-281,42	3681,51
1,20	-722,22	-231,95	3106,77
2,30	-494,28	-182,48	2532,04

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-709,20	-3571,80	168,97
0,78	923,90	-1170,80	138,52
1,45	1280,11	290,24	108,25
2,12	713,14	1698,42	77,98
2,80	-964,51	3424,27	47,54

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-713,10	2641,32	-47,70
0,83	704,21	1268,48	-80,30
1,45	1127,17	85,00	-108,41
2,08	810,45	-1098,48	-136,52
2,80	-483,60	-2471,33	-169,13

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-709,20	-51,24	3691,85
1,20	-738,36	-1,77	3166,59
2,30	-713,10	47,70	2641,32

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-964,51	-268,07	3521,86
1,20	-696,85	-218,60	2996,59
2,30	-483,60	-169,13	2471,33

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-856,89	-3575,20	114,92
0,78	835,34	-1326,46	114,92
1,45	1307,31	119,18	114,92
2,12	835,34	1624,21	114,92
2,80	-856,89	3575,20	114,92

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 13)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-603,69	2586,68	-115,09
0,83	768,09	1197,54	-115,09
1,45	1142,32	0,00	-115,09
2,08	768,09	-1197,54	-115,09
2,80	-603,69	-2586,68	-115,09

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-856,89	115,09	3686,68
1,20	-730,29	115,09	3136,68
2,30	-603,69	115,09	2586,68

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-856,89	-115,09	3686,68
1,20	-730,29	-115,09	3136,68
2,30	-603,69	-115,09	2586,68

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1921,36	-8385,10	28,69
0,78	2028,54	-3115,16	28,69
1,45	3124,42	244,59	28,69
2,12	2028,54	3746,59	28,69
2,80	-1921,36	8385,10	28,69

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 14)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1858,15	7531,73	-28,73
0,83	2136,11	3486,91	-28,73
1,45	3225,77	0,00	-28,73
2,08	2136,11	-3486,91	-28,73
2,80	-1858,15	-7531,73	-28,73

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 14)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1921,36	28,73	8631,73

1,20	-1889,75	28,73	8081,73
2,30	-1858,15	28,73	7531,73

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 14)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-1921,36	-28,73	8631,73
1,20	-1889,75	-28,73	8081,73
2,30	-1858,15	-28,73	7531,73

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-2276,18	-9988,40	-0,05
0,78	2426,27	-3711,39	-0,05
1,45	3730,12	286,39	-0,05
2,12	2426,27	4454,04	-0,05
2,80	-2276,18	9988,40	-0,05

Sollecitazioni traverso (Combinazione n° 15)

X [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-2276,30	9180,08	0,05
0,83	2592,11	4250,04	0,05
1,45	3920,25	0,00	0,05
2,08	2592,11	-4250,04	0,05
2,80	-2276,30	-9180,08	0,05

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 15)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-2276,18	-0,05	10280,08
1,20	-2276,24	-0,05	9730,08
2,30	-2276,30	-0,05	9180,08

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 15)

Y [m]	M [kgm]	V [kg]	N [kg]
0,10	-2276,18	0,05	10280,08
1,20	-2276,24	0,05	9730,08
2,30	-2276,30	0,05	9180,08

16.8.18 Pressioni terreno**Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)**

X [m]	s_t [kg/cm ²]
0,10	0,58
0,78	0,40
1,45	0,32
2,12	0,40
2,80	0,58

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	s_t [kg/cm ²]
0,10	0,52
0,78	0,36
1,45	0,28
2,12	0,36
2,80	0,52

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	s_t [kg/cm ²]
0,10	1,55
0,78	1,03
1,45	0,79

2,12	1,03
2,80	1,55

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	s _t [kg/cmq]
0,10	1,35
0,78	0,89
1,45	0,68
2,12	0,89
2,80	1,35

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	s _t [kg/cmq]
0,10	0,41
0,78	0,30
1,45	0,25
2,12	0,33
2,80	0,50

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	s _t [kg/cmq]
0,10	0,39
0,78	0,28
1,45	0,24
2,12	0,32
2,80	0,48

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	s _t [kg/cmq]
0,10	0,41
0,78	0,30
1,45	0,25
2,12	0,33
2,80	0,50

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	s _t [kg/cmq]
0,10	0,39
0,78	0,28
1,45	0,24
2,12	0,32
2,80	0,48

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	s _t [kg/cmq]
0,10	0,50
0,78	0,33
1,45	0,25
2,12	0,30
2,80	0,41

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	s _t [kg/cmq]
0,10	0,48
0,78	0,32
1,45	0,24
2,12	0,28
2,80	0,39

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	s_t [kg/cm ²]
0,10	0,50
0,78	0,33
1,45	0,25
2,12	0,30
2,80	0,41

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	s_t [kg/cm ²]
0,10	0,48
0,78	0,32
1,45	0,24
2,12	0,28
2,80	0,39

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	s_t [kg/cm ²]
0,10	0,45
0,78	0,31
1,45	0,25
2,12	0,31
2,80	0,45

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	s_t [kg/cm ²]
0,10	0,99
0,78	0,66
1,45	0,51
2,12	0,66
2,80	0,99

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	s_t [kg/cm ²]
0,10	1,17
0,78	0,77
1,45	0,60
2,12	0,77
2,80	1,17

16.9 VERIFICHE COMBINAZIONI SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

- N° *Indice sezione*
- X *Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm*
- M *Momento flettente, espresso in kgm*
- V *Taglio, espresso in kg*
- N *Sforzo normale, espresso in kg*
- N_u *Sforzo normale ultimo, espressa in kg*
- M_u *Momento ultimo, espressa in kgm*
- A_{fi} *Area armatura inferiore, espresse in cm²*
- A_{fs} *Area armatura superiore, espresse in cm²*
- CS *Coeff. di sicurezza sezione*
- V_{Rd} *Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kg*
- V_{Rcd} *Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kg*
- V_{Rsd} *Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kg*
- A_{sw} *Area armature trasversali nella sezione, espressa in cm²*

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	1114 (1114)	149	691	5150	8,04	8,04	4,62
2	0,78	-1086 (-1342)	149	572	-5142	8,04	8,04	3,83
3	1,45	-1700 (-1700)	149	451	-5133	8,04	8,04	3,02
4	2,12	-1086 (-1399)	149	549	-5140	8,04	8,04	3,67
5	2,80	1114 (1114)	149	691	5150	8,04	8,04	4,62

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-4648	0	22681	70195	4.880
2	0,78	0,00	-1724	10306	0	0	5.977
3	1,45	0,00	155	10306	0	0	66.520
4	2,12	0,00	2111	10306	0	0	4.881
5	2,80	2,01	4648	0	22681	70195	4.880

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-785 (-785)	-150	-1169	-6130	10,05	10,05	7,81
2	0,83	999 (1230)	-150	-750	6162	10,05	10,05	5,01
3	1,45	1485 (1485)	-150	-622	6172	10,05	10,05	4,16
4	2,08	999 (1230)	-150	-750	6162	10,05	10,05	5,01
5	2,80	-785 (-785)	-150	-1169	-6130	10,05	10,05	7,81

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	3363	0	22681	70168	6.745
2	0,83	0,00	1557	11063	0	0	7.106
3	1,45	0,00	0	11063	0	0	100.000
4	2,08	0,00	-1557	11063	0	0	7.106
5	2,80	2,01	-3363	0	22681	70168	6.745

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-1114 (-1114)	4793	31264	-7267	8,04	8,04	6,52
2	1,20	-949 (-972)	4078	30183	-7192	8,04	8,04	7,40
3	2,30	-785 (-807)	3363	29879	-7171	8,04	8,04	8,89

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	150	10881	0	0	72.723
2	1,20	0,00	150	10792	0	0	72.132
3	2,30	0,00	150	10704	0	0	71.540

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-1114 (-1114)	4793	31264	-7267	8,04	8,04	6,52
2	1,20	-949 (-972)	4078	30183	-7192	8,04	8,04	7,40
3	2,30	-785 (-807)	3363	29879	-7171	8,04	8,04	8,89

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-150	10881	0	0	72.723
2	1,20	0,00	-150	10792	0	0	72.132
3	2,30	0,00	-150	10704	0	0	71.540

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	1008 (1008)	103	523	5138	8,04	8,04	5,10
2	0,78	-1005 (-1240)	103	425	-5132	8,04	8,04	4,14
3	1,45	-1566 (-1566)	103	336	-5125	8,04	8,04	3,27
4	2,12	-1005 (-1291)	103	408	-5130	8,04	8,04	3,97
5	2,80	1008 (1008)	103	523	5138	8,04	8,04	5,10

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-4259	0	22681	70186	5.326
2	0,78	0,00	-1581	10300	0	0	6.516
3	1,45	0,00	137	10300	0	0	75.182
4	2,12	0,00	1926	10300	0	0	5.348
5	2,80	2,01	4259	0	22681	70186	5.326

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 2 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-782 (-782)	-103	-810	-6158	10,05	10,05	7,87
2	0,83	963 (1189)	-103	-534	6179	10,05	10,05	5,20
3	1,45	1438 (1438)	-103	-442	6186	10,05	10,05	4,30
4	2,08	963 (1189)	-103	-534	6179	10,05	10,05	5,20
5	2,80	-782 (-782)	-103	-810	-6158	10,05	10,05	7,87

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	3290	0	22681	70168	6.895
2	0,83	0,00	1523	11069	0	0	7.268
3	1,45	0,00	0	11069	0	0	100.000
4	2,08	0,00	-1523	11069	0	0	7.268
5	2,80	2,01	-3290	0	22681	70168	6.895

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-1008 (-1008)	4390	31799	-7304	8,04	8,04	7,24
2	1,20	-895 (-910)	3840	30393	-7206	8,04	8,04	7,92
3	2,30	-782 (-797)	3290	29470	-7142	8,04	8,04	8,96

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
----	---	-----------------	---	-----------------	------------------	------------------	----

1	0,10	0,00	103	10831	0	0	105.341
2	1,20	0,00	103	10763	0	0	104.679
3	2,30	0,00	103	10695	0	0	104.017

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-1008 (-1008)	4390	31799	-7304	8,04	8,04	7,24
2	1,20	-895 (-910)	3840	30393	-7206	8,04	8,04	7,92
3	2,30	-782 (-797)	3290	29470	-7142	8,04	8,04	8,96

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-103	10831	0	0	105.341
2	1,20	0,00	-103	10763	0	0	104.679
3	2,30	0,00	-103	10695	0	0	104.017

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	3030 (3030)	-6	-10	5101	8,04	8,04	1,68
2	0,78	-3234 (-3968)	-6	-7	-5102	8,04	8,04	1,29
3	1,45	-4970 (-4970)	-6	-6	-5102	8,04	8,04	1,03
4	2,12	-3234 (-4115)	-6	-7	-5102	8,04	8,04	1,24
5	2,80	3030 (3030)	-6	-10	5101	8,04	8,04	1,68

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-13306	0	22681	70168	1.705
2	0,78	0,00	-4944	10287	0	0	2.081
3	1,45	0,00	381	10287	0	0	27.022
4	2,12	0,00	5932	10287	0	0	1.734
5	2,80	2,01	13306	0	22681	70168	1.705

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-3043 (-3043)	6	12	-6221	10,05	10,05	2,04
2	0,83	3461 (4304)	6	8	6221	10,05	10,05	1,45
3	1,45	5235 (5235)	6	7	6221	10,05	10,05	1,19
4	2,08	3461 (4304)	6	8	6221	10,05	10,05	1,45
5	2,80	-3043 (-3043)	6	12	-6221	10,05	10,05	2,04

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	12264	0	22681	70169	1.849
2	0,83	0,00	5678	11083	0	0	1.952
3	1,45	0,00	0	11083	0	0	100.000
4	2,08	0,00	-5678	11083	0	0	1.952
5	2,80	2,01	-12264	0	22681	70169	1.849

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-3030 (-3031)	13694	33544	-7424	8,04	8,04	2,45
2	1,20	-3036 (-3037)	12979	30962	-7246	8,04	8,04	2,39
3	2,30	-3043 (-3043)	12264	28522	-7077	8,04	8,04	2,33

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-6	11982	0	0	2055.809
2	1,20	0,00	-6	11894	0	0	2040.628
3	2,30	0,00	-6	11805	0	0	2025.447

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Caso A1-M1)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-3030 (-3031)	13694	33544	-7424	8,04	8,04	2,45
2	1,20	-3036 (-3037)	12979	30962	-7246	8,04	8,04	2,39
3	2,30	-3043 (-3043)	12264	28522	-7077	8,04	8,04	2,33

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	6	11982	0	0	2055.809
2	1,20	0,00	6	11894	0	0	2040.628
3	2,30	0,00	6	11805	0	0	2025.447

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	2640 (2640)	-30	-57	5098	8,04	8,04	1,93
2	0,78	-2835 (-3477)	-30	-43	-5099	8,04	8,04	1,47
3	1,45	-4352 (-4352)	-30	-35	-5099	8,04	8,04	1,17
4	2,12	-2835 (-3604)	-30	-42	-5099	8,04	8,04	1,41
5	2,80	2640 (2640)	-30	-57	5098	8,04	8,04	1,93

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-11634	0	22681	70168	1.950
2	0,78	0,00	-4323	10284	0	0	2.379
3	1,45	0,00	329	10284	0	0	31.229
4	2,12	0,00	5180	10284	0	0	1.985
5	2,80	2,01	11634	0	22681	70168	1.950

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 4 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-2705 (-2705)	30	68	-6225	10,05	10,05	2,30
2	0,83	3060 (3808)	30	48	6224	10,05	10,05	1,63
3	1,45	4633 (4633)	30	40	6223	10,05	10,05	1,34
4	2,08	3060 (3808)	30	48	6224	10,05	10,05	1,63
5	2,80	-2705 (-2705)	30	68	-6225	10,05	10,05	2,30

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	10872	0	22681	70173	2.086
2	0,83	0,00	5033	11085	0	0	2.202
3	1,45	0,00	0	11085	0	0	100.000
4	2,08	0,00	-5033	11085	0	0	2.202
5	2,80	2,01	-10872	0	22681	70173	2.086

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-2640 (-2645)	11972	33637	-7431	8,04	8,04	2,81
2	1,20	-2673 (-2677)	11422	30890	-7241	8,04	8,04	2,70
3	2,30	-2705 (-2705)	10872	28405	-7069	8,04	8,04	2,61

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-30	11769	0	0	397.595
2	1,20	0,00	-30	11701	0	0	395.295
3	2,30	0,00	-30	11633	0	0	392.996

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Caso A2-M2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-2640 (-2645)	11972	33637	-7431	8,04	8,04	2,81
2	1,20	-2673 (-2677)	11422	30890	-7241	8,04	8,04	2,70
3	2,30	-2705 (-2705)	10872	28405	-7069	8,04	8,04	2,61

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	30	11769	0	0	397.595
2	1,20	0,00	30	11701	0	0	395.295
3	2,30	0,00	30	11633	0	0	392.996

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	1005 (1005)	61	310	5124	8,04	8,04	5,10
2	0,78	-747 (-967)	91	485	-5136	8,04	8,04	5,31
3	1,45	-1335 (-1342)	122	465	-5134	8,04	8,04	3,83
4	2,12	-958 (-1188)	152	658	-5148	8,04	8,04	4,33
5	2,80	749 (1005)	182	938	5167	8,04	8,04	5,14

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-3579	0	22681	70179	6.338
2	0,78	0,00	-1482	10299	0	0	6.949
3	1,45	0,00	-52	10303	0	0	198.556
4	2,12	0,00	1550	10306	0	0	6.649
5	2,80	2,01	3726	0	22681	70201	6.087

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-494 (-724)	-182	-1538	-6101	10,05	10,05	8,43
2	0,83	832 (999)	-150	-922	6149	10,05	10,05	6,15
3	1,45	1157 (1157)	-122	-649	6170	10,05	10,05	5,33
4	2,08	726 (918)	-94	-629	6172	10,05	10,05	6,72
5	2,80	-724 (-724)	-61	-521	-6180	10,05	10,05	8,54

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	2532	0	22681	70168	8.957
2	0,83	0,00	1127	11063	0	0	9.820
3	1,45	0,00	-85	11067	0	0	130.200
4	2,08	0,00	-1297	11070	0	0	8.538
5	2,80	2,01	-2702	0	22681	70168	8.394

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-1005 (-1005)	3682	25055	-6837	8,04	8,04	6,81
2	1,20	-722 (-757)	3107	29268	-7128	8,04	8,04	9,42
3	2,30	-494 (-521)	2532	37328	-7686	8,04	8,04	14,74

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	281	10743	0	0	38.174
2	1,20	0,00	232	10672	0	0	46.010
3	2,30	0,00	182	10601	0	0	58.093

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-749 (-755)	3852	40248	-7889	8,04	8,04	10,45
2	1,20	-764 (-765)	3277	31055	-7252	8,04	8,04	9,48
3	2,30	-724 (-733)	2702	25259	-6851	8,04	8,04	9,35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	38	10764	0	0	284.105
2	1,20	0,00	-12	10693	0	0	923.192
3	2,30	0,00	-61	10622	0	0	173.978

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	965 (965)	48	252	5120	8,04	8,04	5,31
2	0,78	-713 (-925)	78	433	-5132	8,04	8,04	5,55
3	1,45	-1280 (-1288)	108	431	-5132	8,04	8,04	3,98

4	2,12	-924 (-1143)	139	623	-5145	8,04	8,04	4,50
5	2,80	709 (965)	169	905	5165	8,04	8,04	5,35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-3424	0	22681	70176	6.623
2	0,78	0,00	-1425	10297	0	0	7.226
3	1,45	0,00	-58	10301	0	0	176.852
4	2,12	0,00	1478	10305	0	0	6.973
5	2,80	2,01	3572	0	22681	70198	6.350

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 6 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-484 (-713)	-169	-1449	-6108	10,05	10,05	8,57
2	0,83	810 (974)	-137	-863	6153	10,05	10,05	6,32
3	1,45	1127 (1127)	-108	-594	6174	10,05	10,05	5,48
4	2,08	704 (893)	-80	-556	6177	10,05	10,05	6,92
5	2,80	-713 (-713)	-48	-414	-6188	10,05	10,05	8,68

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	2471	0	22681	70168	9.177
2	0,83	0,00	1098	11065	0	0	10.073
3	1,45	0,00	-85	11068	0	0	130.219
4	2,08	0,00	-1268	11072	0	0	8.728
5	2,80	2,01	-2641	0	22681	70168	8.587

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-965 (-965)	3522	24933	-6828	8,04	8,04	7,08
2	1,20	-697 (-729)	2997	29297	-7130	8,04	8,04	9,78
3	2,30	-484 (-509)	2471	37346	-7688	8,04	8,04	15,11

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	268	10723	0	0	40.002
2	1,20	0,00	219	10658	0	0	48.758
3	2,30	0,00	169	10593	0	0	62.636

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-709 (-717)	3692	40840	-7930	8,04	8,04	11,06
2	1,20	-738 (-738)	3167	31122	-7257	8,04	8,04	9,83
3	2,30	-713 (-720)	2641	25081	-6838	8,04	8,04	9,50

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	51	10744	0	0	209.677
2	1,20	0,00	2	10679	0	0	6026.624
3	2,30	0,00	-48	10614	0	0	222.530

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	1005 (1005)	61	310	5124	8,04	8,04	5,10
2	0,78	-747 (-967)	91	485	-5136	8,04	8,04	5,31
3	1,45	-1335 (-1342)	122	465	-5134	8,04	8,04	3,83
4	2,12	-958 (-1188)	152	658	-5148	8,04	8,04	4,33
5	2,80	749 (1005)	182	938	5167	8,04	8,04	5,14

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-3579	0	22681	70179	6.338
2	0,78	0,00	-1482	10299	0	0	6.949
3	1,45	0,00	-52	10303	0	0	198.556
4	2,12	0,00	1550	10306	0	0	6.649
5	2,80	2,01	3726	0	22681	70201	6.087

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-494 (-724)	-182	-1538	-6101	10,05	10,05	8,43
2	0,83	832 (999)	-150	-922	6149	10,05	10,05	6,15
3	1,45	1157 (1157)	-122	-649	6170	10,05	10,05	5,33
4	2,08	726 (918)	-94	-629	6172	10,05	10,05	6,72
5	2,80	-724 (-724)	-61	-521	-6180	10,05	10,05	8,54

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	2532	0	22681	70168	8.957
2	0,83	0,00	1127	11063	0	0	9.820
3	1,45	0,00	-85	11067	0	0	130.200
4	2,08	0,00	-1297	11070	0	0	8.538
5	2,80	2,01	-2702	0	22681	70168	8.394

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-1005 (-1005)	3682	25055	-6837	8,04	8,04	6,81
2	1,20	-722 (-757)	3107	29268	-7128	8,04	8,04	9,42
3	2,30	-494 (-521)	2532	37328	-7686	8,04	8,04	14,74

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	281	10743	0	0	38.174
2	1,20	0,00	232	10672	0	0	46.010
3	2,30	0,00	182	10601	0	0	58.093

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-749 (-755)	3852	40248	-7889	8,04	8,04	10,45
2	1,20	-764 (-765)	3277	31055	-7252	8,04	8,04	9,48
3	2,30	-724 (-733)	2702	25259	-6851	8,04	8,04	9,35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	38	10764	0	0	284.105
2	1,20	0,00	-12	10693	0	0	923.192
3	2,30	0,00	-61	10622	0	0	173.978

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	965 (965)	48	252	5120	8,04	8,04	5,31
2	0,78	-713 (-925)	78	433	-5132	8,04	8,04	5,55
3	1,45	-1280 (-1288)	108	431	-5132	8,04	8,04	3,98
4	2,12	-924 (-1143)	139	623	-5145	8,04	8,04	4,50
5	2,80	709 (965)	169	905	5165	8,04	8,04	5,35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-3424	0	22681	70176	6.623
2	0,78	0,00	-1425	10297	0	0	7.226
3	1,45	0,00	-58	10301	0	0	176.852
4	2,12	0,00	1478	10305	0	0	6.973
5	2,80	2,01	3572	0	22681	70198	6.350

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-484 (-713)	-169	-1449	-6108	10,05	10,05	8,57
2	0,83	810 (974)	-137	-863	6153	10,05	10,05	6,32
3	1,45	1127 (1127)	-108	-594	6174	10,05	10,05	5,48
4	2,08	704 (893)	-80	-556	6177	10,05	10,05	6,92
5	2,80	-713 (-713)	-48	-414	-6188	10,05	10,05	8,68

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	2471	0	22681	70168	9.177
2	0,83	0,00	1098	11065	0	0	10.073
3	1,45	0,00	-85	11068	0	0	130.219
4	2,08	0,00	-1268	11072	0	0	8.728
5	2,80	2,01	-2641	0	22681	70168	8.587

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-965 (-965)	3522	24933	-6828	8,04	8,04	7,08
2	1,20	-697 (-729)	2997	29297	-7130	8,04	8,04	9,78
3	2,30	-484 (-509)	2471	37346	-7688	8,04	8,04	15,11

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	268	10723	0	0	40.002
2	1,20	0,00	219	10658	0	0	48.758
3	2,30	0,00	169	10593	0	0	62.636

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-709 (-717)	3692	40840	-7930	8,04	8,04	11,06
2	1,20	-738 (-738)	3167	31122	-7257	8,04	8,04	9,83
3	2,30	-713 (-720)	2641	25081	-6838	8,04	8,04	9,50

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	51	10744	0	0	209.677
2	1,20	0,00	2	10679	0	0	6026.624
3	2,30	0,00	-48	10614	0	0	222.530

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	749 (1005)	182	938	5167	8,04	8,04	5,14
2	0,78	-958 (-1140)	152	686	-5150	8,04	8,04	4,52
3	1,45	-1335 (-1342)	122	465	-5134	8,04	8,04	3,83
4	2,12	-747 (-1010)	91	464	-5134	8,04	8,04	5,08
5	2,80	1005 (1005)	61	310	5124	8,04	8,04	5,10

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-3726	0	22681	70201	6.087
2	0,78	0,00	-1228	10306	0	0	8.393
3	1,45	0,00	297	10303	0	0	34.735
4	2,12	0,00	1771	10299	0	0	5.816
5	2,80	2,01	3579	0	22681	70179	6.338

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 9 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-724 (-724)	-61	-521	-6180	10,05	10,05	8,54
2	0,83	726 (918)	-94	-629	6172	10,05	10,05	6,72
3	1,45	1157 (1157)	-122	-649	6170	10,05	10,05	5,33
4	2,08	832 (999)	-150	-922	6149	10,05	10,05	6,15
5	2,80	-494 (-724)	-182	-1538	-6101	10,05	10,05	8,43

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	2702	0	22681	70168	8.394
2	0,83	0,00	1297	11070	0	0	8.538
3	1,45	0,00	85	11067	0	0	130.200
4	2,08	0,00	-1127	11063	0	0	9.820
5	2,80	2,01	-2532	0	22681	70168	8.957

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-749 (-755)	3852	40248	-7889	8,04	8,04	10,45
2	1,20	-764 (-765)	3277	31055	-7252	8,04	8,04	9,48
3	2,30	-724 (-733)	2702	25259	-6851	8,04	8,04	9,35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-38	10764	0	0	284.105
2	1,20	0,00	12	10693	0	0	923.192
3	2,30	0,00	61	10622	0	0	173.978

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-1005 (-1005)	3682	25055	-6837	8,04	8,04	6,81
2	1,20	-722 (-757)	3107	29268	-7128	8,04	8,04	9,42
3	2,30	-494 (-521)	2532	37328	-7686	8,04	8,04	14,74

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-281	10743	0	0	38.174
2	1,20	0,00	-232	10672	0	0	46.010
3	2,30	0,00	-182	10601	0	0	58.093

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 10 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	709 (965)	169	905	5165	8,04	8,04	5,35
2	0,78	-924 (-1098)	139	650	-5147	8,04	8,04	4,69
3	1,45	-1280 (-1288)	108	431	-5132	8,04	8,04	3,98
4	2,12	-713 (-965)	78	414	-5131	8,04	8,04	5,31
5	2,80	965 (965)	48	252	5120	8,04	8,04	5,31

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-3572	0	22681	70198	6.350
2	0,78	0,00	-1171	10305	0	0	8.801
3	1,45	0,00	290	10301	0	0	35.491
4	2,12	0,00	1698	10297	0	0	6.063
5	2,80	2,01	3424	0	22681	70176	6.623

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 10 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-713 (-713)	-48	-414	-6188	10,05	10,05	8,68

2	0,83	704 (893)	-80	-556	6177	10,05	10,05	6,92
3	1,45	1127 (1127)	-108	-594	6174	10,05	10,05	5,48
4	2,08	810 (974)	-137	-863	6153	10,05	10,05	6,32
5	2,80	-484 (-713)	-169	-1449	-6108	10,05	10,05	8,57

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	2641	0	22681	70168	8.587
2	0,83	0,00	1268	11072	0	0	8.728
3	1,45	0,00	85	11068	0	0	130.219
4	2,08	0,00	-1098	11065	0	0	10.073
5	2,80	2,01	-2471	0	22681	70168	9.177

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-709 (-717)	3692	40840	-7930	8,04	8,04	11,06
2	1,20	-738 (-738)	3167	31122	-7257	8,04	8,04	9,83
3	2,30	-713 (-720)	2641	25081	-6838	8,04	8,04	9,50

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-51	10744	0	0	209.677
2	1,20	0,00	-2	10679	0	0	6026.624
3	2,30	0,00	48	10614	0	0	222.530

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-965 (-965)	3522	24933	-6828	8,04	8,04	7,08
2	1,20	-697 (-729)	2997	29297	-7130	8,04	8,04	9,78
3	2,30	-484 (-509)	2471	37346	-7688	8,04	8,04	15,11

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-268	10723	0	0	40.002
2	1,20	0,00	-219	10658	0	0	48.758
3	2,30	0,00	-169	10593	0	0	62.636

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 11 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	749 (1005)	182	938	5167	8,04	8,04	5,14
2	0,78	-958 (-1140)	152	686	-5150	8,04	8,04	4,52
3	1,45	-1335 (-1342)	122	465	-5134	8,04	8,04	3,83
4	2,12	-747 (-1010)	91	464	-5134	8,04	8,04	5,08
5	2,80	1005 (1005)	61	310	5124	8,04	8,04	5,10

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-3726	0	22681	70201	6.087
2	0,78	0,00	-1228	10306	0	0	8.393
3	1,45	0,00	297	10303	0	0	34.735
4	2,12	0,00	1771	10299	0	0	5.816

5 2,80 2,01 3579 0 22681 70179 6.338

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 11 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-724 (-724)	-61	-521	-6180	10,05	10,05	8,54
2	0,83	726 (918)	-94	-629	6172	10,05	10,05	6,72
3	1,45	1157 (1157)	-122	-649	6170	10,05	10,05	5,33
4	2,08	832 (999)	-150	-922	6149	10,05	10,05	6,15
5	2,80	-494 (-724)	-182	-1538	-6101	10,05	10,05	8,43

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	2702	0	22681	70168	8.394
2	0,83	0,00	1297	11070	0	0	8.538
3	1,45	0,00	85	11067	0	0	130.200
4	2,08	0,00	-1127	11063	0	0	9.820
5	2,80	2,01	-2532	0	22681	70168	8.957

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-749 (-755)	3852	40248	-7889	8,04	8,04	10,45
2	1,20	-764 (-765)	3277	31055	-7252	8,04	8,04	9,48
3	2,30	-724 (-733)	2702	25259	-6851	8,04	8,04	9,35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-38	10764	0	0	284.105
2	1,20	0,00	12	10693	0	0	923.192
3	2,30	0,00	61	10622	0	0	173.978

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-1005 (-1005)	3682	25055	-6837	8,04	8,04	6,81
2	1,20	-722 (-757)	3107	29268	-7128	8,04	8,04	9,42
3	2,30	-494 (-521)	2532	37328	-7686	8,04	8,04	14,74

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-281	10743	0	0	38.174
2	1,20	0,00	-232	10672	0	0	46.010
3	2,30	0,00	-182	10601	0	0	58.093

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 12 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
----	---	---	---	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----

1	0,10	709 (965)	169	905	5165	8,04	8,04	5,35
2	0,78	-924 (-1098)	139	650	-5147	8,04	8,04	4,69
3	1,45	-1280 (-1288)	108	431	-5132	8,04	8,04	3,98
4	2,12	-713 (-965)	78	414	-5131	8,04	8,04	5,31
5	2,80	965 (965)	48	252	5120	8,04	8,04	5,31

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	-3572	0	22681	70198	6.350
2	0,78	0,00	-1171	10305	0	0	8.801
3	1,45	0,00	290	10301	0	0	35.491
4	2,12	0,00	1698	10297	0	0	6.063
5	2,80	2,01	3424	0	22681	70176	6.623

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 12 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-713 (-713)	-48	-414	-6188	10,05	10,05	8,68
2	0,83	704 (893)	-80	-556	6177	10,05	10,05	6,92
3	1,45	1127 (1127)	-108	-594	6174	10,05	10,05	5,48
4	2,08	810 (974)	-137	-863	6153	10,05	10,05	6,32
5	2,80	-484 (-713)	-169	-1449	-6108	10,05	10,05	8,57

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	2,01	2641	0	22681	70168	8.587
2	0,83	0,00	1268	11072	0	0	8.728
3	1,45	0,00	85	11068	0	0	130.219
4	2,08	0,00	-1098	11065	0	0	10.073
5	2,80	2,01	-2471	0	22681	70168	9.177

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-709 (-717)	3692	40840	-7930	8,04	8,04	11,06
2	1,20	-738 (-738)	3167	31122	-7257	8,04	8,04	9,83
3	2,30	-713 (-720)	2641	25081	-6838	8,04	8,04	9,50

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0,10	0,00	-51	10744	0	0	209.677
2	1,20	0,00	-2	10679	0	0	6026.624
3	2,30	0,00	48	10614	0	0	222.530

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0,10	-965 (-965)	3522	24933	-6828	8,04	8,04	7,08
2	1,20	-697 (-729)	2997	29297	-7130	8,04	8,04	9,78
3	2,30	-484 (-509)	2471	37346	-7688	8,04	8,04	15,11

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
----	---	-----------------	---	-----------------	------------------	------------------	----

1	0,10	0,00	-268	10723	0	0	40.002
2	1,20	0,00	-219	10658	0	0	48.758
3	2,30	0,00	-169	10593	0	0	62.636

16.10 VERIFICHE COMBINAZIONI SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kgm
V	Taglio, espresso in kg
N	Sforzo normale, espresso in kg
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in cmq
s_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kg/cm ²
s_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kg/cm ²
s_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kg/cm ²
t_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kg/cm ²
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	s _{fs}	s _{fi}	s _c
1	0,10	857	115	8,04	8,04	92,6	721,4	20,8
2	0,78	-835	115	8,04	8,04	703,1	90,3	20,3
3	1,45	-1307	115	8,04	8,04	1104,4	140,3	31,7
4	2,12	-835	115	8,04	8,04	703,1	90,3	20,3
5	2,80	857	115	8,04	8,04	92,6	721,4	20,8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	2,01	-3575	-2,55
2	0,78	0,00	-1326	-0,95
3	1,45	0,00	119	0,08
4	2,12	0,00	1624	1,16
5	2,80	2,01	3575	2,55

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	s _{fs}	s _{fi}	s _c
1	0,10	-604	-115	10,05	10,05	421,4	66,0	13,1
2	0,83	768	-115	10,05	10,05	84,4	534,6	16,7
3	1,45	1142	-115	10,05	10,05	126,2	792,3	24,9
4	2,08	768	-115	10,05	10,05	84,4	534,6	16,7
5	2,80	-604	-115	10,05	10,05	421,4	66,0	13,1

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	2,01	2587	1,84
2	0,83	0,00	1198	0,85
3	1,45	0,00	0	0,00
4	2,08	0,00	-1198	-0,85
5	2,80	2,01	-2587	-1,84

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	s _{fs}	s _{fi}	s _c
1	0,10	-857	3687	8,04	8,04	502,6	139,9	20,9
2	1,20	-730	3137	8,04	8,04	428,7	119,2	17,8
3	2,30	-604	2587	8,04	8,04	354,7	98,5	14,7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	0,00	115	0,08
2	1,20	0,00	115	0,08
3	2,30	0,00	115	0,08

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	s _{fs}	s _{fi}	s _c
1	0,10	-857	3687	8,04	8,04	502,6	139,9	20,9
2	1,20	-730	3137	8,04	8,04	428,7	119,2	17,8
3	2,30	-604	2587	8,04	8,04	354,7	98,5	14,7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	0,00	-115	-0,08
2	1,20	0,00	-115	-0,08
3	2,30	0,00	-115	-0,08

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	s _{fs}	s _{fi}	s _c
1	0,10	1921	29	8,04	8,04	204,1	1632,0	46,6
2	0,78	-2029	29	8,04	8,04	1723,2	215,5	49,2
3	1,45	-3124	29	8,04	8,04	2655,1	331,6	75,7
4	2,12	-2029	29	8,04	8,04	1723,2	215,5	49,2
5	2,80	1921	29	8,04	8,04	204,1	1632,0	46,6

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	2,01	-8385	-5,98
2	0,78	0,00	-3115	-2,22
3	1,45	0,00	245	0,17
4	2,12	0,00	3747	2,67
5	2,80	2,01	8385	5,98

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	s _{fs}	s _{fi}	s _c
1	0,10	-1858	-29	10,05	10,05	1280,8	207,3	40,5
2	0,83	2136	-29	10,05	10,05	238,4	1472,2	46,6

3	1,45	3226	-29	10,05	10,05	360,2	2222,4	70,4
4	2,08	2136	-29	10,05	10,05	238,4	1472,2	46,6
5	2,80	-1858	-29	10,05	10,05	1280,8	207,3	40,5

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	2,01	7532	5,37
2	0,83	0,00	3487	2,49
3	1,45	0,00	0	0,00
4	2,08	0,00	-3487	-2,49
5	2,80	2,01	-7532	-5,37

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	S _{fs}	S _{fi}	S _c
1	0,10	-1921	8632	8,04	8,04	1105,6	317,9	46,7
2	1,20	-1890	8082	8,04	8,04	1111,3	308,0	46,0
3	2,30	-1858	7532	8,04	8,04	1117,1	298,0	45,3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	0,00	29	0,02
2	1,20	0,00	29	0,02
3	2,30	0,00	29	0,02

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	S _{fs}	S _{fi}	S _c
1	0,10	-1921	8632	8,04	8,04	1105,6	317,9	46,7
2	1,20	-1890	8082	8,04	8,04	1111,3	308,0	46,0
3	2,30	-1858	7532	8,04	8,04	1117,1	298,0	45,3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	0,00	-29	-0,02
2	1,20	0,00	-29	-0,02
3	2,30	0,00	-29	-0,02

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	S _{fs}	S _{fi}	S _c
1	0,10	2276	0	8,04	8,04	241,3	1935,6	55,2
2	0,78	-2426	0	8,04	8,04	2063,2	257,2	58,8
3	1,45	-3730	0	8,04	8,04	3171,9	395,4	90,4
4	2,12	-2426	0	8,04	8,04	2063,2	257,2	58,8
5	2,80	2276	0	8,04	8,04	241,3	1935,6	55,2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	2,01	-9988	-7,12
2	0,78	0,00	-3711	-2,65
3	1,45	0,00	286	0,20
4	2,12	0,00	4454	3,18

5 2,80 2,01 9988 7,12

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	S _{fs}	S _{fi}	S _c
1	0,10	-2276	0	10,05	10,05	1567,2	254,4	49,7
2	0,83	2592	0	10,05	10,05	289,7	1784,7	56,5
3	1,45	3920	0	10,05	10,05	438,2	2699,1	85,5
4	2,08	2592	0	10,05	10,05	289,7	1784,7	56,5
5	2,80	-2276	0	10,05	10,05	1567,2	254,4	49,7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	2,01	9180	6,55
2	0,83	0,00	4250	3,03
3	1,45	0,00	0	0,00
4	2,08	0,00	-4250	-3,03
5	2,80	2,01	-9180	-6,55

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	S _{fs}	S _{fi}	S _c
1	0,10	-2276	10280	8,04	8,04	1306,6	377,3	55,4
2	1,20	-2276	9730	8,04	8,04	1338,8	371,0	55,4
3	2,30	-2276	9180	8,04	8,04	1371,3	364,6	55,5

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	0,00	0	0,00
2	1,20	0,00	0	0,00
3	2,30	0,00	0	0,00

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	S _{fs}	S _{fi}	S _c
1	0,10	-2276	10280	8,04	8,04	1306,6	377,3	55,4
2	1,20	-2276	9730	8,04	8,04	1338,8	371,0	55,4
3	2,30	-2276	9180	8,04	8,04	1371,3	364,6	55,5

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	t _c
1	0,10	0,00	0	0,00
2	1,20	0,00	0	0,00
3	2,30	0,00	0	0,00

16.11 VERIFICHE FESSURAZIONE

Simbologia adottata ed unità di misura

N° *Indice sezione*

X_i *Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m*

M_p *Momento, espresse in kgm*

M_n *Momento, espresse in kgm*

w_k Ampiezza fessure, espresse in mm
 w_{lim} Apertura limite fessure, espresse in mm
 s Distanza media tra le fessure, espresse in mm
 e_{sm} Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	e _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	857	0,00	0,20	0,00	0,00000
2	0,78	8,04	8,04	1537	-1537	-835	0,00	0,20	0,00	0,00000
3	1,45	8,04	8,04	1537	-1537	-1307	0,00	0,20	0,00	0,00000
4	2,12	8,04	8,04	1537	-1537	-835	0,00	0,20	0,00	0,00000
5	2,80	8,04	8,04	1537	-1537	857	0,00	0,20	0,00	0,00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	e _{sm}
1	0,10	10,05	10,05	1572	-1572	-604	0,00	0,20	0,00	0,00000
2	0,82	10,05	10,05	1572	-1572	768	0,00	0,20	0,00	0,00000
3	1,45	10,05	10,05	1572	-1572	1142	0,00	0,20	0,00	0,00000
4	2,08	10,05	10,05	1572	-1572	768	0,00	0,20	0,00	0,00000
5	2,80	10,05	10,05	1572	-1572	-604	0,00	0,20	0,00	0,00000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	e _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	-857	0,00	0,20	0,00	0,00000
2	1,20	8,04	8,04	1537	-1537	-730	0,00	0,20	0,00	0,00000
3	2,30	8,04	8,04	1537	-1537	-604	0,00	0,20	0,00	0,00000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	e _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	-857	0,00	0,20	0,00	0,00000
2	1,20	8,04	8,04	1537	-1537	-730	0,00	0,20	0,00	0,00000
3	2,30	8,04	8,04	1537	-1537	-604	0,00	0,20	0,00	0,00000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	e _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	1921	0,07	0,20	83,99	0,00047
2	0,78	8,04	8,04	1537	-1537	-2029	0,13	0,20	150,31	0,00049
3	1,45	8,04	8,04	1537	-1537	-3124	0,19	0,20	150,31	0,00076
4	2,12	8,04	8,04	1537	-1537	-2029	0,13	0,20	150,31	0,00049
5	2,80	8,04	8,04	1537	-1537	1921	0,07	0,20	83,99	0,00047

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	e _{sm}
1	0,10	10,05	10,05	1572	-1572	-1858	0,08	0,20	121,52	0,00037
2	0,82	10,05	10,05	1572	-1572	2136	0,05	0,20	68,46	0,00043
3	1,45	10,05	10,05	1572	-1572	3226	0,09	0,20	68,46	0,00079
4	2,08	10,05	10,05	1572	-1572	2136	0,05	0,20	68,46	0,00043
5	2,80	10,05	10,05	1572	-1572	-1858	0,08	0,20	121,52	0,00037

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	e _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	-1921	0,08	0,20	150,31	0,00032
2	1,20	8,04	8,04	1537	-1537	-1890	0,08	0,20	150,31	0,00032
3	2,30	8,04	8,04	1537	-1537	-1858	0,08	0,20	150,31	0,00032

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	e _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	-1921	0,08	0,20	150,31	0,00032

2	1,20	8,04	8,04	1537	-1537	-1890	0,08	0,20	150,31	0,00032
3	2,30	8,04	8,04	1537	-1537	-1858	0,08	0,20	150,31	0,00032

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{iim}	S _m	ε _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	2276	0,08	100,00	83,99	0,00060
2	0,78	8,04	8,04	1537	-1537	-2426	0,15	100,00	150,31	0,00059
3	1,45	8,04	8,04	1537	-1537	-3730	0,24	100,00	150,31	0,00093
4	2,12	8,04	8,04	1537	-1537	-2426	0,15	100,00	150,31	0,00059
5	2,80	8,04	8,04	1537	-1537	2276	0,08	100,00	83,99	0,00060

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{iim}	S _m	ε _{sm}
1	0,10	10,05	10,05	1572	-1572	-2276	0,09	100,00	121,52	0,00045
2	0,82	10,05	10,05	1572	-1572	2592	0,07	100,00	68,46	0,00058
3	1,45	10,05	10,05	1572	-1572	3920	0,12	100,00	68,46	0,00102
4	2,08	10,05	10,05	1572	-1572	2592	0,07	100,00	68,46	0,00058
5	2,80	10,05	10,05	1572	-1572	-2276	0,09	100,00	121,52	0,00045

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{iim}	S _m	ε _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	-2276	0,10	100,00	150,31	0,00037
2	1,20	8,04	8,04	1537	-1537	-2276	0,10	100,00	150,31	0,00038
3	2,30	8,04	8,04	1537	-1537	-2276	0,10	100,00	150,31	0,00039

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{iim}	S _m	ε _{sm}
1	0,10	8,04	8,04	1537	-1537	-2276	0,10	100,00	150,31	0,00037
2	1,20	8,04	8,04	1537	-1537	-2276	0,10	100,00	150,31	0,00038
3	2,30	8,04	8,04	1537	-1537	-2276	0,10	100,00	150,31	0,00039

16.12 INVILUPPO SPOSTAMENTI NODALI**Inviluppo spostamenti fondazione**

X [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,10	-0,0302	0,0302	0,0781	0,3106
0,78	-0,0302	0,0302	0,0569	0,2054
1,45	-0,0302	0,0302	0,0483	0,1584
2,12	-0,0302	0,0302	0,0569	0,2054
2,75	-0,0302	0,0302	0,0781	0,3106

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,10	-0,0556	0,0555	0,0790	0,3148
0,83	-0,0556	0,0555	0,1092	0,4279
1,45	-0,0556	0,0556	0,1220	0,4707
2,08	-0,0555	0,0556	0,1092	0,4279
2,80	-0,0555	0,0556	0,0790	0,3148

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,10	-0,0302	0,0302	0,0781	0,3106
1,20	-0,0815	0,0241	0,0786	0,3127
2,30	-0,0556	0,0555	0,0790	0,3148

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
-------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

0,10	-0,0302	0,0302	0,0781	0,3106
1,20	-0,0241	0,0815	0,0786	0,3127
2,30	-0,0555	0,0556	0,0790	0,3148

16.13 INVILUPPO SOLLECITAZIONI NODALI

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0,10	-3030	-709	-13306	-3424	-30	182
0,78	713	3234	-4944	-1171	-30	152
1,45	1280	4970	-58	381	-30	149
2,12	713	3234	1478	5932	-30	152
2,80	-3030	-709	3424	13306	-30	182

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0,10	-3043	-484	2471	12264	-182	30
0,83	704	3461	1098	5678	-150	30
1,45	1127	5235	-85	85	-150	30
2,08	704	3461	-5678	-1098	-150	30
2,80	-3043	-484	-12264	-2471	-182	30

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0,10	-3030	-709	-51	281	3522	13694
1,20	-3036	-697	-30	232	2997	12979
2,30	-3043	-484	-30	182	2471	12264

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]	V _{min} [kg]	V _{max} [kg]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]
0,10	-3030	-709	-281	51	3522	13694
1,20	-3036	-697	-232	30	2997	12979
2,30	-3043	-484	-182	30	2471	12264

16.14 INVILUPPO PRESSIONI TERRENO

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	s _{tmin} [kg/cmq]	s _{tmax} [kg/cmq]
0,10	0,39	1,55
0,78	0,28	1,03
1,45	0,24	0,79
2,12	0,28	1,03
2,80	0,39	1,55

16.15 INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,10	8,04	8,04	1,68
0,78	8,04	8,04	1,29
1,45	8,04	8,04	1,03
2,12	8,04	8,04	1,24
2,80	8,04	8,04	1,68

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,10	0	22681	70195	2,01
0,78	10306	0	0	0,00
1,45	10306	0	0	0,00

2,12	10306	0	0	0,00
2,80	0	22681	70195	2,01

Verifica sezioni trasverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Red}	A _{sw}
0,10	10,05	10,05	2,04	0	22681	70168	2,01
0,83	10,05	10,05	1,45	11063	0	0	0,00
1,45	10,05	10,05	1,19	11063	0	0	0,00
2,08	10,05	10,05	1,45	11063	0	0	0,00
2,80	10,05	10,05	2,04	0	22681	70168	2,01

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Red}	A _{sw}
0,10	8,04	8,04	2,45	10881	0	0	0,00
1,20	8,04	8,04	2,39	10792	0	0	0,00
2,30	8,04	8,04	2,33	10704	0	0	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Red}	A _{sw}
0,10	8,04	8,04	2,45	10881	0	0	0,00
1,20	8,04	8,04	2,39	10792	0	0	0,00
2,30	8,04	8,04	2,33	10704	0	0	0,00

16.16 INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
 Altezza sezione H = 20,00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	s _c	s _{fi}	s _{fs}
0,10	8,04	8,04	55,16	1935,58	241,28
0,78	8,04	8,04	58,79	257,19	2063,21
1,45	8,04	8,04	90,39	395,40	3171,94
2,12	8,04	8,04	58,79	257,19	2063,21
2,80	8,04	8,04	55,16	1935,58	241,28

X	t _c	A _{sw}
---	----------------	-----------------

0,10	-7,1	2,01
0,78	-2,6	0,00
1,45	0,2	0,00
2,12	3,2	0,00
2,80	7,1	2,01

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	S _c	S _{fi}	S _{fs}
0,10	10,05	10,05	49,66	254,42	1567,23
0,83	10,05	10,05	56,55	1784,67	289,71
1,45	10,05	10,05	85,52	2699,09	438,15
2,08	10,05	10,05	56,55	1784,67	289,71
2,80	10,05	10,05	49,66	254,42	1567,23

X	t _c	A _{sw}
0,10	6,5	2,01
0,83	3,0	0,00
1,45	0,0	0,00
2,08	-3,0	0,00
2,80	-6,5	2,01

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	S _c	S _{fi}	S _{fs}
0,10	8,04	8,04	55,37	377,26	1306,60
1,20	8,04	8,04	55,42	370,97	1338,84
2,30	8,04	8,04	55,46	364,56	1371,29

Y	t _c	A _{sw}
0,10	0,1	0,00
1,20	0,1	0,00
2,30	0,1	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 20,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	S _c	S _{fi}	S _{fs}
0,10	8,04	8,04	55,37	377,26	1306,60
1,20	8,04	8,04	55,42	370,97	1338,84
2,30	8,04	8,04	55,46	364,56	1371,29

Y	t _c	A _{sw}
0,10	-0,1	0,00
1,20	-0,1	0,00
2,30	-0,1	0,00

16.17 SCHEMA STRUTTURALE

Area ed Inerzia elementi

Destinazione	Area [cmq]	Inerzia [cm ⁴]
Fondazione	2000,00	66666,67
Piedritto sinistro	2000,00	66666,67
Piedritto destro	2000,00	66666,67
Traverso	2000,00	66666,67

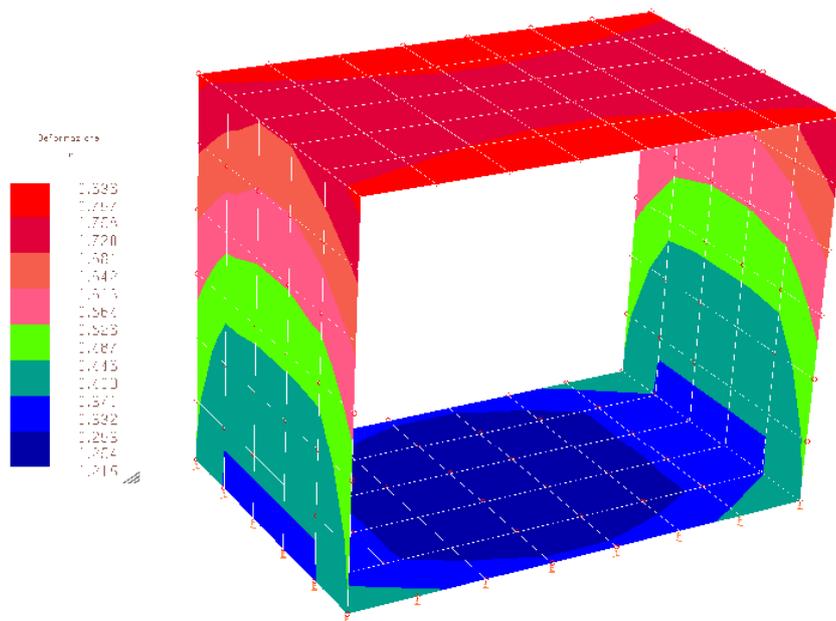
Simbologia adottata ed unità di misura

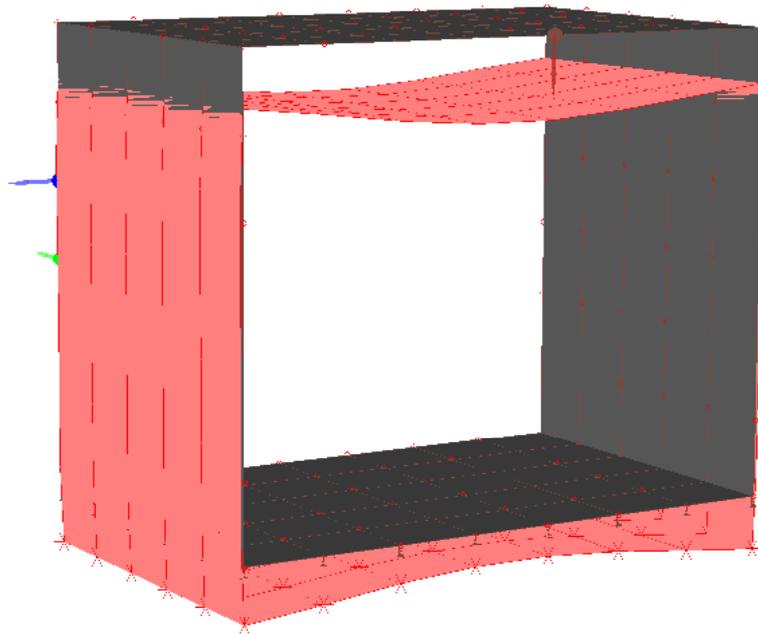
N	indice elemento
N_i	indice nodo iniziale elemento
N_j	indice nodo finale elemento
(X_i, Y_i)	coordinate nodo iniziale, espresse in cm
(X_j, Y_j)	coordinate nodo finale, espresse in cm
$Dest$	appartenenza elemento

N	N_i	N_j	X_i	Y_i	X_j	Y_j	$Dest$
1	1	2	10,00	10,00	15,00	10,00	Fond
2	2	3	15,00	10,00	20,00	10,00	Fond
3	3	4	20,00	10,00	29,62	10,00	Fond
4	4	5	29,62	10,00	39,23	10,00	Fond
5	5	6	39,23	10,00	48,85	10,00	Fond
6	6	7	48,85	10,00	58,46	10,00	Fond
7	7	8	58,46	10,00	68,08	10,00	Fond
8	8	9	68,08	10,00	77,69	10,00	Fond
9	9	10	77,69	10,00	87,31	10,00	Fond
10	10	11	87,31	10,00	96,92	10,00	Fond
11	11	12	96,92	10,00	106,54	10,00	Fond
12	12	13	106,54	10,00	116,15	10,00	Fond
13	13	14	116,15	10,00	125,77	10,00	Fond
14	14	15	125,77	10,00	135,38	10,00	Fond
15	15	16	135,38	10,00	145,00	10,00	Fond
16	16	17	145,00	10,00	154,62	10,00	Fond
17	17	18	154,62	10,00	164,23	10,00	Fond
18	18	19	164,23	10,00	173,85	10,00	Fond
19	19	20	173,85	10,00	183,46	10,00	Fond
20	20	21	183,46	10,00	193,08	10,00	Fond
21	21	22	193,08	10,00	202,69	10,00	Fond
22	22	23	202,69	10,00	212,31	10,00	Fond
23	23	24	212,31	10,00	221,92	10,00	Fond
24	24	25	221,92	10,00	231,54	10,00	Fond
25	25	26	231,54	10,00	241,15	10,00	Fond
26	26	27	241,15	10,00	250,77	10,00	Fond
27	27	28	250,77	10,00	260,38	10,00	Fond
28	28	29	260,38	10,00	270,00	10,00	Fond
29	29	30	270,00	10,00	275,00	10,00	Fond
30	30	31	275,00	10,00	280,00	10,00	Fond
31	1	65	10,00	10,00	10,00	19,17	PiedL
32	65	66	10,00	19,17	10,00	28,33	PiedL
33	66	67	10,00	28,33	10,00	37,50	PiedL
34	67	68	10,00	37,50	10,00	46,67	PiedL
35	68	69	10,00	46,67	10,00	55,83	PiedL
36	69	70	10,00	55,83	10,00	65,00	PiedL
37	70	71	10,00	65,00	10,00	74,17	PiedL
38	71	72	10,00	74,17	10,00	83,33	PiedL
39	72	73	10,00	83,33	10,00	92,50	PiedL
40	73	74	10,00	92,50	10,00	101,67	PiedL
41	74	75	10,00	101,67	10,00	110,83	PiedL
42	75	76	10,00	110,83	10,00	120,00	PiedL
43	76	77	10,00	120,00	10,00	129,17	PiedL
44	77	78	10,00	129,17	10,00	138,33	PiedL
45	78	79	10,00	138,33	10,00	147,50	PiedL
46	79	80	10,00	147,50	10,00	156,67	PiedL
47	80	81	10,00	156,67	10,00	165,83	PiedL
48	81	82	10,00	165,83	10,00	175,00	PiedL
49	82	83	10,00	175,00	10,00	184,17	PiedL
50	83	84	10,00	184,17	10,00	193,33	PiedL
51	84	85	10,00	193,33	10,00	202,50	PiedL
52	85	86	10,00	202,50	10,00	211,67	PiedL
53	86	87	10,00	211,67	10,00	220,83	PiedL
54	87	157	10,00	220,83	10,00	230,00	PiedL
55	31	111	280,00	10,00	280,00	19,17	PiedR
56	111	112	280,00	19,17	280,00	28,33	PiedR
57	112	113	280,00	28,33	280,00	37,50	PiedR
58	113	114	280,00	37,50	280,00	46,67	PiedR
59	114	115	280,00	46,67	280,00	55,83	PiedR
60	115	116	280,00	55,83	280,00	65,00	PiedR
61	116	117	280,00	65,00	280,00	74,17	PiedR
62	117	118	280,00	74,17	280,00	83,33	PiedR
63	118	119	280,00	83,33	280,00	92,50	PiedR
64	119	120	280,00	92,50	280,00	101,67	PiedR

65	120	121	280,00	101,67	280,00	110,83	PiedR
66	121	122	280,00	110,83	280,00	120,00	PiedR
67	122	123	280,00	120,00	280,00	129,17	PiedR
68	123	124	280,00	129,17	280,00	138,33	PiedR
69	124	125	280,00	138,33	280,00	147,50	PiedR
70	125	126	280,00	147,50	280,00	156,67	PiedR
71	126	127	280,00	156,67	280,00	165,83	PiedR
72	127	128	280,00	165,83	280,00	175,00	PiedR
73	128	129	280,00	175,00	280,00	184,17	PiedR
74	129	130	280,00	184,17	280,00	193,33	PiedR
75	130	131	280,00	193,33	280,00	202,50	PiedR
76	131	132	280,00	202,50	280,00	211,67	PiedR
77	132	133	280,00	211,67	280,00	220,83	PiedR
78	133	179	280,00	220,83	280,00	230,00	PiedR
79	157	158	10,00	230,00	20,00	230,00	Trav
80	158	159	20,00	230,00	32,50	230,00	Trav
81	159	160	32,50	230,00	45,00	230,00	Trav
82	160	161	45,00	230,00	57,50	230,00	Trav
83	161	162	57,50	230,00	70,00	230,00	Trav
84	162	163	70,00	230,00	82,50	230,00	Trav
85	163	164	82,50	230,00	95,00	230,00	Trav
86	164	165	95,00	230,00	107,50	230,00	Trav
87	165	166	107,50	230,00	120,00	230,00	Trav
88	166	167	120,00	230,00	132,50	230,00	Trav
89	167	168	132,50	230,00	145,00	230,00	Trav
90	168	169	145,00	230,00	157,50	230,00	Trav
91	169	170	157,50	230,00	170,00	230,00	Trav
92	170	171	170,00	230,00	182,50	230,00	Trav
93	171	172	182,50	230,00	195,00	230,00	Trav
94	172	173	195,00	230,00	207,50	230,00	Trav
95	173	174	207,50	230,00	220,00	230,00	Trav
96	174	175	220,00	230,00	232,50	230,00	Trav
97	175	176	232,50	230,00	245,00	230,00	Trav
98	176	177	245,00	230,00	257,50	230,00	Trav
99	177	178	257,50	230,00	270,00	230,00	Trav
100	178	179	270,00	230,00	280,00	230,00	Trav
101	1	32	10,00	10,00	10,00	-90,00	MollaF
102	2	33	15,00	10,00	15,00	-90,00	MollaF
103	3	34	20,00	10,00	20,00	-90,00	MollaF
104	4	35	29,62	10,00	29,62	-90,00	MollaF
105	5	36	39,23	10,00	39,23	-90,00	MollaF
106	6	37	48,85	10,00	48,85	-90,00	MollaF
107	7	38	58,46	10,00	58,46	-90,00	MollaF
108	8	39	68,08	10,00	68,08	-90,00	MollaF
109	9	40	77,69	10,00	77,69	-90,00	MollaF
110	10	41	87,31	10,00	87,31	-90,00	MollaF
111	11	42	96,92	10,00	96,92	-90,00	MollaF
112	12	43	106,54	10,00	106,54	-90,00	MollaF
113	13	44	116,15	10,00	116,15	-90,00	MollaF
114	14	45	125,77	10,00	125,77	-90,00	MollaF
115	15	46	135,38	10,00	135,38	-90,00	MollaF
116	16	47	145,00	10,00	145,00	-90,00	MollaF
117	17	48	154,62	10,00	154,62	-90,00	MollaF
118	18	49	164,23	10,00	164,23	-90,00	MollaF
119	19	50	173,85	10,00	173,85	-90,00	MollaF
120	20	51	183,46	10,00	183,46	-90,00	MollaF
121	21	52	193,08	10,00	193,08	-90,00	MollaF
122	22	53	202,69	10,00	202,69	-90,00	MollaF
123	23	54	212,31	10,00	212,31	-90,00	MollaF
124	24	55	221,92	10,00	221,92	-90,00	MollaF
125	25	56	231,54	10,00	231,54	-90,00	MollaF
126	26	57	241,15	10,00	241,15	-90,00	MollaF
127	27	58	250,77	10,00	250,77	-90,00	MollaF
128	28	59	260,38	10,00	260,38	-90,00	MollaF
129	29	60	270,00	10,00	270,00	-90,00	MollaF
130	30	61	275,00	10,00	275,00	-90,00	MollaF
131	31	62	280,00	10,00	280,00	-90,00	MollaF
132	1	63	10,00	10,00	-90,00	10,00	MollaPL
133	65	88	10,00	19,17	-90,00	19,17	MollaPL
134	66	89	10,00	28,33	-90,00	28,33	MollaPL
135	67	90	10,00	37,50	-90,00	37,50	MollaPL
136	68	91	10,00	46,67	-90,00	46,67	MollaPL
137	69	92	10,00	55,83	-90,00	55,83	MollaPL
138	70	93	10,00	65,00	-90,00	65,00	MollaPL
139	71	94	10,00	74,17	-90,00	74,17	MollaPL
140	72	95	10,00	83,33	-90,00	83,33	MollaPL

141	73	96	10,00	92,50	-90,00	92,50	MollaPL
142	74	97	10,00	101,67	-90,00	101,67	MollaPL
143	75	98	10,00	110,83	-90,00	110,83	MollaPL
144	76	99	10,00	120,00	-90,00	120,00	MollaPL
145	77	100	10,00	129,17	-90,00	129,17	MollaPL
146	78	101	10,00	138,33	-90,00	138,33	MollaPL
147	79	102	10,00	147,50	-90,00	147,50	MollaPL
148	80	103	10,00	156,67	-90,00	156,67	MollaPL
149	81	104	10,00	165,83	-90,00	165,83	MollaPL
150	82	105	10,00	175,00	-90,00	175,00	MollaPL
151	83	106	10,00	184,17	-90,00	184,17	MollaPL
152	84	107	10,00	193,33	-90,00	193,33	MollaPL
153	85	108	10,00	202,50	-90,00	202,50	MollaPL
154	86	109	10,00	211,67	-90,00	211,67	MollaPL
155	87	110	10,00	220,83	-90,00	220,83	MollaPL
156	157	180	10,00	230,00	-90,00	230,00	MollaPL
157	31	64	280,00	10,00	380,00	10,00	MollaPR
158	111	134	280,00	19,17	380,00	19,17	MollaPR
159	112	135	280,00	28,33	380,00	28,33	MollaPR
160	113	136	280,00	37,50	380,00	37,50	MollaPR
161	114	137	280,00	46,67	380,00	46,67	MollaPR
162	115	138	280,00	55,83	380,00	55,83	MollaPR
163	116	139	280,00	65,00	380,00	65,00	MollaPR
164	117	140	280,00	74,17	380,00	74,17	MollaPR
165	118	141	280,00	83,33	380,00	83,33	MollaPR
166	119	142	280,00	92,50	380,00	92,50	MollaPR
167	120	143	280,00	101,67	380,00	101,67	MollaPR
168	121	144	280,00	110,83	380,00	110,83	MollaPR
169	122	145	280,00	120,00	380,00	120,00	MollaPR
170	123	146	280,00	129,17	380,00	129,17	MollaPR
171	124	147	280,00	138,33	380,00	138,33	MollaPR
172	125	148	280,00	147,50	380,00	147,50	MollaPR
173	126	149	280,00	156,67	380,00	156,67	MollaPR
174	127	150	280,00	165,83	380,00	165,83	MollaPR
175	128	151	280,00	175,00	380,00	175,00	MollaPR
176	129	152	280,00	184,17	380,00	184,17	MollaPR
177	130	153	280,00	193,33	380,00	193,33	MollaPR
178	131	154	280,00	202,50	380,00	202,50	MollaPR
179	132	155	280,00	211,67	380,00	211,67	MollaPR
180	133	156	280,00	220,83	380,00	220,83	MollaPR
181	179	181	280,00	230,00	380,00	230,00	MollaPR





17 Verifica statica delle condotte delle reti in progetto

È stata condotta una verifica dal punto di vista statico della rete fognaria di drenaggio delle acque meteoriche, prevista con elementi prefabbricati, come descritta negli elaborati di progetto. Nei calcoli qui di seguito riportati si è fatto riferimento alla Norma UNI 7517, dal Manuale di Progettazione “Sistemi di Fognatura” del Centro Studi Deflussi Urbani e dalle diverse norme vigenti e/o direttive. Lo scopo delle verifiche di sicurezza è garantire che le condotte siano in grado di resistere con adeguata sicurezza alle azioni cui potranno essere sottoposte, rispettando le condizioni necessarie per il loro esercizio normale e assicurando la loro conservazione nel tempo.

Il metodo utilizzato per effettuare la verifica statica è quello degli stati limite così come previsto dalle NTC 2018: la verifica consiste nell’accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili. Il criterio di verifica da adottare dipende dal comportamento della tubazione nei confronti della deformabilità, cioè dalla “elasticità in sito”. Se la struttura è molto rigida, la funzionalità è soddisfatta quando lo stato di coazione interno è compatibile con le tensioni ammissibili del materiale mentre, se la struttura è fortemente deformabile, bisogna verificare lo stato limite di deformazione controllando che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto, che non si superino le tensioni e deformazioni ammissibili per il materiale e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Le verifiche statiche sono quindi funzione della rigidità della condotta in relazione al tipo di terreno utilizzato per il rinterro; una classificazione delle tubazioni in funzione dell’elasticità può essere effettuata definendo il coefficiente di elasticità in sito, coefficiente che tiene conto sia della natura del terreno di rinterro che del tipo di tubazione. In particolare esso è definibile come:

I progressi compiuti negli ultimi anni nello studio delle condotte rigide e di quelle flessibili hanno ampiamente dimostrato i vantaggi che proprio la flessibilità dei tubi interrati offrono nel sostenere i carichi sfruttando le reazioni laterali del terreno. Studi e prove pratiche hanno ripetutamente dimostrato che un’adeguata progettazione ed una corretta esecuzione del riempimento della trincea migliora fortemente la capacità del tubo di sostenere i carichi. Si può concludere che il progettista deve tener presente il sistema tubo-terreno piuttosto che il solo elemento tubo, con un vantaggio economico derivato dal minor spessore del tubo, che appare sempre interessante, pur tenendo presente la maggiore incidenza della posa in opera.

I tubi si possono classificare in rigidi e flessibili e semi-rigidi



17.1 TUBI RIGIDI

A questa categoria appartengono i tubi in conglomerato cementizio, in fibrocemento e gres. Il criterio di verifica è generalmente quello che fa capo al massimo carico di rottura.

Poiché i tubi rigidi favoriscono la concentrazione dei carichi sulle generatrici superiore e inferiore, la resistenza del sistema tubo rigido - terreno dipende in maniera notevole dall'apertura dell'angolo del letto d'appoggio.

17.2 TUBI FLESSIBILI

I tubi flessibili possono subire deformazioni significative prima di giungere alla rottura; tale comportamento concorre alla stabilità per le reazioni laterali sul tubo (spinta passiva) provocate dall'azione del materiale del rinfianco. La stabilità del sistema tubo flessibile - terreni dipende dal modulo del terreno schematizzato come suolo elastico, il cui valore dipende essenzialmente dalla qualità del rinterro e dal suo grado di compattazione.

17.3 TUBI SEMI - RIGIDI

I tubi semi - rigidi si ovalizzano a sufficienza perché il carico verticale del terreno possa mobilitare la reazione laterale dovuta al rinterro. La resistenza ai carichi verticali è quindi ripartita tra la resistenza propria del tubo e quella sviluppata dal rinfianco, con una suddivisione dei contributi che dipende dal rapporto delle rigidezze tra tubo e terreno.

La distinzione tra struttura rigida e flessibile viene effettuata tramite il coefficiente d'elasticità in sito (n):

$$n = E_s / E_t \cdot (r/s)^3$$

dove

E_s : modulo di elasticità del terreno che avvolge la tubazione;

E_t : modulo di elasticità istantaneo del materiale costituente la tubazione;

$r = (D-s)/2$ raggio medio della tubazione;

s : spessore della tubazione.

Per stabilire il comportamento della condotta, è possibile definire un coefficiente di elasticità:

$$n = E_{\text{terreno}} / E_{\text{tubazione}} \cdot (r/s)^3$$

in cui:

E_{terreno} è il modulo di elasticità del terreno;

$E_{\text{tubazione}}$ è il modulo di elasticità del materiale costituente la tubazione;

r è il raggio medio della tubazione;

s è lo spessore della tubazione;

Una condotta si definisce **flessibile** se risulta $n \geq 1$. Si dice **rigida** se $n < 1$.

Sono **rigidi** i tubi di cemento, di cemento-amianto, di fibro-cemento, di gres.

Sono **flessibili** i tubi di PVC e di altri materiali plastici (PE, PP, PRFV).

I tubi **rigidi** si deformano meno del terreno circostante e sopportano la maggior parte del carico posto sulla verticale del tubo. I tubi **flessibili** si deformano più del terreno circostante. Da soli quindi non sarebbero in grado di resistere a forti carichi verticali. Con un adeguato riempimento della trincea la loro resistenza aumenta notevolmente in quanto gran parte del carico sovrastante il tubo viene sopportato dal terreno. Le

Figura 23 Figg. 3 e 4, mettono in evidenza le deformazioni del terreno nei due casi.

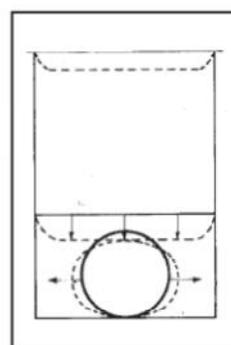
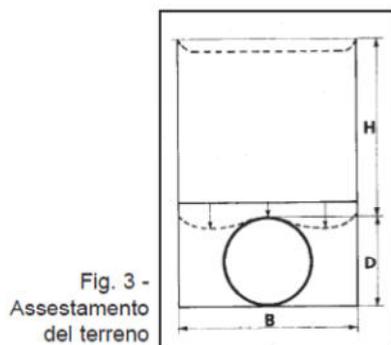


Fig. 4 -
Assestamento
del terreno
per un tubo
flessibile.

Il tubo flessibile, deformandosi nel piano orizzontale, provoca una reazione laterale del terreno. Si ha così sul tubo un carico radiale che porta ad una sollecitazione di compressione sulle pareti del tubo del tutto analoga a quella tipica dell'arco.

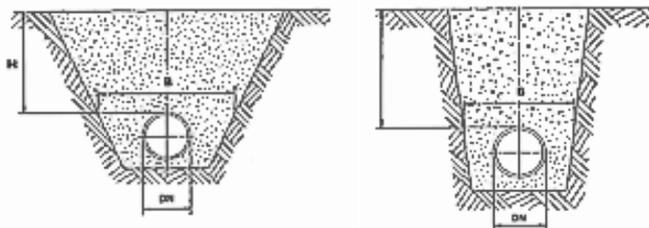
Il tubo rigido, in funzione del carico verticale impostogli, viene sottoposto a uno sforzo di flessione del tutto analogo a quello tipico della trave. È ben noto che l'arco rispetto alla trave presenta un'utilizzazione nettamente migliore del materiale che lo costituisce. Nel nostro caso l'azione del terreno aumenta quindi la capacità di resistenza del tubo flessibile.

Come dettagliatamente riportato negli elaborati tecnici di progetto, nel caso specifico trattasi di tubazioni in CLS, caratterizzate da diametro interno rispettivamente pari a 1600, 1800 e 2200 mm. Pertanto le verifiche statiche successivamente riportate vengono condotte sulle tubazioni in calcestruzzo considerandole rigide.

La determinazione del coefficiente di elasticità in sito è stata fatta considerando le caratteristiche del materiale a breve termine (modulo di elasticità del cls pari a 35000 MPa), condizione questa che di per sé determina valori di n minori a parità di restanti condizioni.

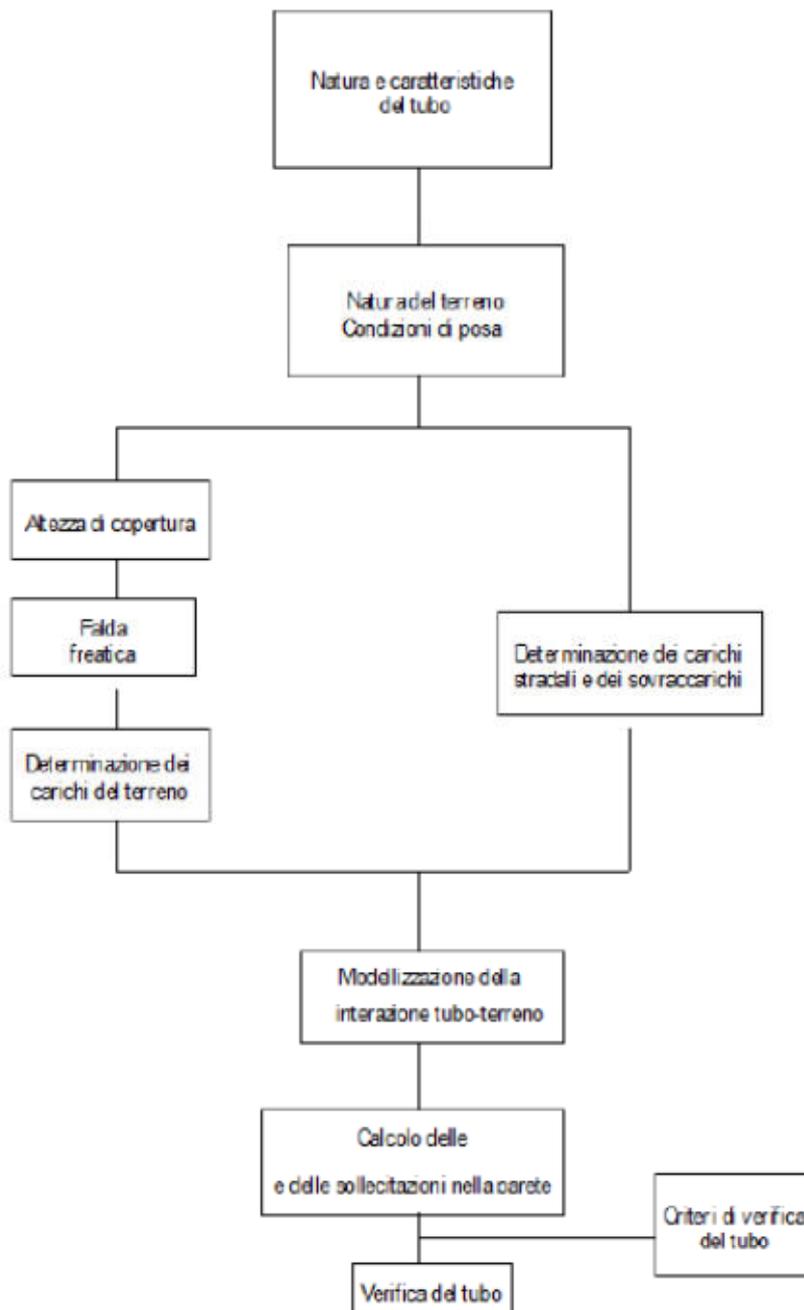
Si rammenta però che, come previsto dalla normativa, le verifiche statiche devono essere effettuate considerando le caratteristiche di resistenza a lungo termine dei materiali, che presentano un decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche (per il cls sarà perciò assunto un modulo di elasticità differito E_t pari a 12000 MPa).

Le operazioni da effettuare per la verifica statica delle tubazioni rigide consistono nella determinazione dei carichi ovalizzanti agenti e si confronteranno le sollecitazioni sulla condotta che ne derivano con le resistenze meccaniche di riferimento;



17.4 VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI RIGIDE

La resistenza meccanica dei tubi destinati alle fognature è determinata dai carichi esterni (Q) e non dalla pressione idraulica interna accidentale. Si ricordi infatti che essi vengono raramente utilizzati a flusso pieno, e inoltre che lo spessore di parete della serie più leggera di questi tubi è tale da sopportare la pressione di 4 bar.



I carichi esterni utilizzati per la verifica sono dati dalla somma di:

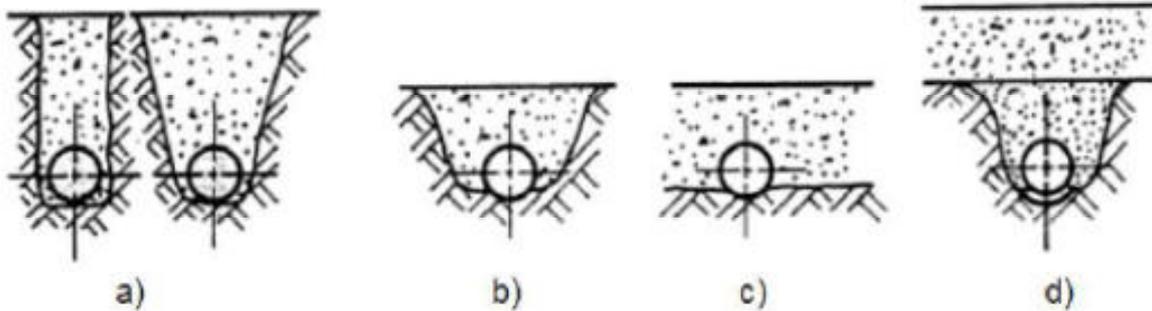
- carichi permanenti che gravano sulla tubazione - carico del terreno (q_t)
- carico accidentali da traffico o carichi mobili (q_m);
- carico idraulico indotto dalla presenza della falda (q_f).

17.5 CARICO DEL TERRENO

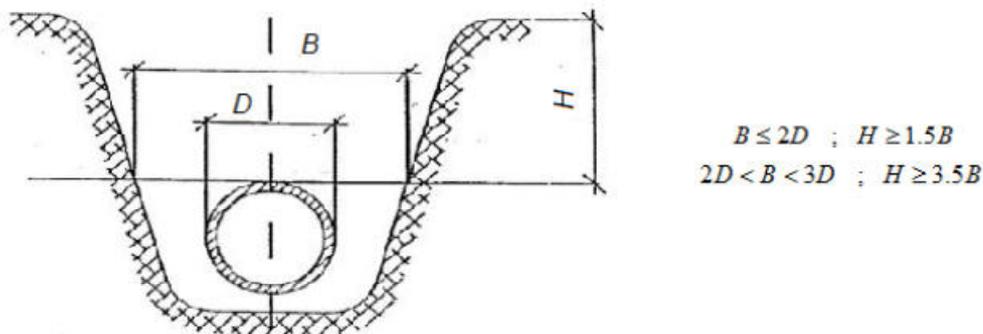
Come già richiamato in precedenza, le condizioni di posa influenzano anche la determinazione della sollecitazione agente: più in particolare, si distinguono quattro diverse condizioni di posa:

- a) posa in trincea stretta;
- b) posa in trincea larga

- c) posa in trincea con rinterro indefinito;
- d) posa in trincea stretta con rinterro indefinito



La condizione più favorevole è rappresentata dalla **posa in trincea stretta**, che consente di trasmettere un'aliquota del carico sovrastante ai fianchi della trincea.
 La definizione di trincea stretta è condizionata al rispetto dei seguenti limiti geometrici:



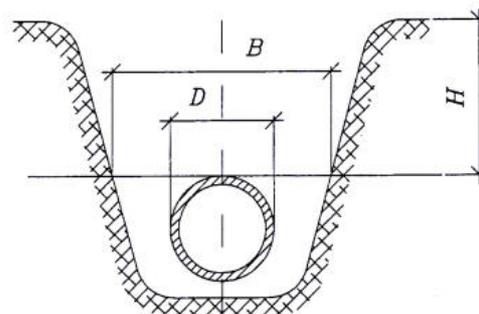
17.5.1 Calcolo del carico dovuto al rinterro

Le disposizioni per il calcolo del carico dovuto al rinterro fornite dalla norma UNI 7517/76 rispecchiano le ipotesi e i risultati ottenuti da *Spangler* (1948).

Tale carico viene calcolato in maniera differente a seconda che la posa sia in **trincea stretta** o in **trincea larga**.

Si ricorda che la Norma UNI considera che una condotta sia posata in **trincea stretta** quando sia soddisfatta una delle seguenti relazioni:

- 1. $B \leq 2D$ con $H \geq 1.5B$;
- 2. $2D < B < 3D$ con $H \geq 3.5B$.



in cui:

- H rappresenta l'altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo;
- B rappresenta la larghezza della trincea in corrispondenza della generatrice superiore della condotta;
- D rappresenta il diametro esterno del tubo.

Nei casi in cui non siano soddisfatte le condizioni indicate, la trincea si definisce **larga**.

Il valore del carico verticale dovuto al rinterro nelle **condizioni di posa in trincea larga** la Norma UNI 7517 valuta il carico dovuto al rinterro (Q_{ST}) con la seguente espressione:

$$Q_{ST} = C_e \gamma_t D^2$$

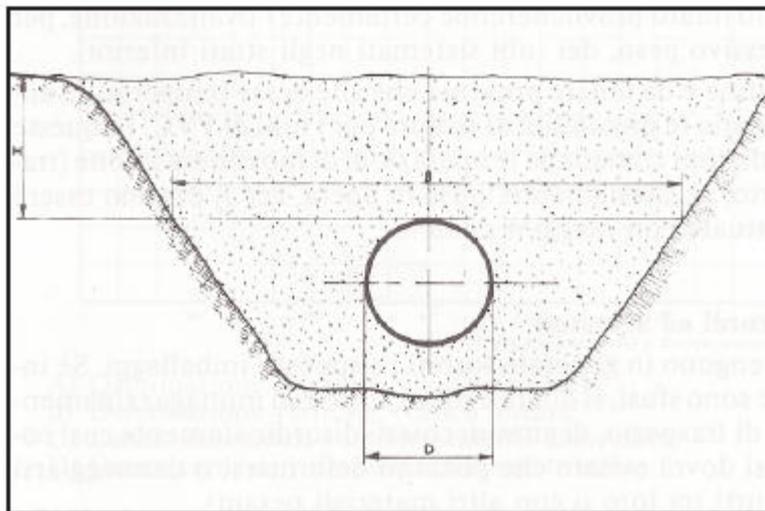
dove:

C_e : coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga. Tale coefficiente è funzione del rapporto H/D , delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa, e cautelativamente può essere calcolato tramite le seguenti espressioni:

$$C_e = 0,1 + 0,85 \cdot H/D + 0,33 \cdot (H/D)^2 \quad \text{per} \quad H/D \leq 2,66$$

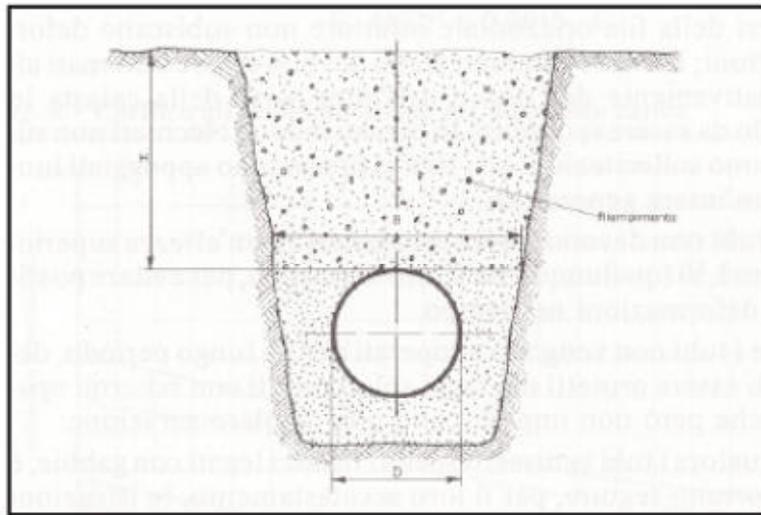
$$C_e = 0,1 + 1,68 \cdot H/D \quad \text{per} \quad H/D > 2,66$$

γ_t : peso specifico del rinterro (saturo).



Il valore del carico verticale dovuto al rinterro nelle **condizioni di posa in trincea stretta** è dato dalla formula:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t B^2$$



In questo caso il peso Q del rinterro gravante sul cielo della tubazione è diminuito, rispetto a quello corrispondente al suo volume, per l'azione che l'attrito svolge nel contatto tra il terreno in situ e il rinterro: azione dipendente dal peso specifico γ_t , dall'angolo di attrito interno φ del terreno indisturbato e dal coefficiente di attrito f nel legame con il rinterro essendo $f \leq \text{tg } \varphi$.
 Indicato con $K_a = \text{tg}^2 (45 - \varphi/2)$ il coefficiente di spinta attiva, una non difficile analisi sullo stato di equilibrio d'uno stato elementare porta alla seguente espressione del carico Q_{st} alla quota della generatrice superiore della condotta:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t B^2$$

dove:

Q_{st} è il carico verticale sul tubo [N/m]

γ_t il peso specifico del terreno di rinterro [N/m³];

B la larghezza effettiva della trincea a livello della generatrice superiore del tubo [m]

C_t il coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta

$$C_t = \frac{1 - \exp^{-2 K_a f H/B}}{2 K_a f}$$

$$K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$$

$$f = \text{tg } \phi'$$

con $\phi' = c \phi$ angolo di attrito interno modificato in funzione del grado di compattazione del materiale come di seguito riportato:

Grado di compattazione	c
Compattazione scarsa	0,33
Compattazione media	0,67
Compattazione buona	1,00

Materiale di riempimento	Angolo φ	Natura del terreno	Materiale del riempimento	Angolo θ
Argilla plastica	11° - 12°	Marna	Sabbia	30°
Terreno torboso	12°	Marna	Ghiaia	35°
Argilla normale	14°	Marna	Ciottoli grossi	40°
Loess cretaceo	18°	Rocce lisce	Sabbia	25°
Marna sabbiosa	20°	Rocce lisce	Ghiaia	30°
Marna bianca	22°	Rocce schistose	Sabbia	35°
Marna molto compatta	24°	Rocce schistose	Ghiaia	40°
Marna verde	26°			
Sabbia bagnata	30°			
Sabbia fine non pressata	31°			
Sabbia e ghiaia	33°			
Ghiaia e ciottoli	37°			
Ciottoli grossi	44°			

17.5.2 Calcolo del carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

La valutazione del carico a livello della generatrice superiore del tubo, dovuto al **transito di un mezzo circolante a un'altezza H sopra la generatrice superiore del tubo** stessa, si effettua in modo diverso a seconda che si tratti di un sovraccarico verticale distribuito (ad esempio trattori a cingoli) o di un sovraccarico verticale concentrato (veicoli su ruote).

Il calcolo del carico sulla generatrice superiore del tubo di diametro esterno DN (m) generato da un carico mobile agente in superficie viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$P_{v\ din} = \sigma_z \cdot DN \cdot \varphi$$

dove:

σ_z : pressione verticale (dinamica) sulla generatrice superiore del tubo dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati (N/m²). È ricavabile da grafici forniti dalla norma DIN 1072 in funzione dell'altezza H (altezza del terreno valutata all'estradosso del tubo) e del carico per ruota (P) definito in base alle classi di carico HT (autocarro pesante) e LT (autocarro leggero o ferroviario).

Convoglio HT $\sigma_z = 0,5281 \frac{P}{H^{1,0461}}$

Convoglio LT $\sigma_z = 0,8743 \frac{P}{H^{1,5194}}$

Prospetto II - Sovraccarichi esercitati dalle ruote di convogli tipo leggeri (L) e pesanti (H)

N°	Simbolo convoglio	Massa del convoglio t	Numero degli assi	Sovraccarico della			
				ruota anteriore		ruota posteriore	
				kgf	kN	kgf	kN
1	LT 3	3	2	500	4,903	1 000	9,807
2	LT 6	6	2	1 000	9,807	2 000	19,613
3	LT 12	12	2	2 000	19,613	4 000	39,227
4	HT 26	26	2	6 500	63,744	6 500	63,744
5	HT 30	30	3	5 000	49,034	5 000	49,034
6	HT 38	38	3	6 250	61,292	6 500	63,744
7	HT 45	45	3	7 500	73,550	7 500	73,550

Nel caso in esame è stato valutato il carico dovuto al transito di un convoglio HT45 a cui si attribuisce un carico per ruota di 75 kN agenti su un'area di carico di 30 x 30 cm;

φ : coefficiente di incremento dinamico.

I valori di σ_z devono essere moltiplicati, nel caso di carico dinamico, per un coefficiente φ che nel caso di *traffico stradale e autostradale* è dato da:

$$\varphi = 1 + 0,3 / H$$

Il carico si diffonde nel terreno e sollecita la condotta interrata con un carico specifico, a parità di altre condizioni, tanto minore quanto maggiore è la profondità di posa della condotta.

Carico per ruota dei veicoli normali (DIN 1072)

Classe HT	Carico per ruota P (kN)	Classe LT	Carico per ruota (kN)	
			Anteriore P _a	Posteriore P _p
60	100	12	20	40
45	75	6	10	20
38	62,5	3	5	10
30	50			
26	65			

Va precisato che, per quanto concerne i sovraccarichi verticali, non vi è differenza tra trincea larga o stretta, dal momento che essi si diffondono in un terreno elastico ed omogeneo in funzione esclusivamente della profondità.

17.5.3 Calcolo del carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nel tubo

Si considera il peso dell'acqua che occupa l'intera sezione della condotta, oppure la sezione con un grado di riempimento di 3/4.

I carichi sono rispettivamente:

$$P_a = 7,70 D_i^2 [kN/m]$$

$$Pa = 6,20 D_i^2 \text{ [kN/m]}$$

essendo D_i il diametro interno.

17.5.4 Calcolo del carico dovuto alla pressione idrostatica esterna – posa in presenza di falda

Se la condotta è posata in un terreno interessato da una falda freatica è da porre in conto la pressione (idrostatica) che la falda esercita sulla condotta.

Indicate con h e γ_a rispettivamente profondità della falda e peso specifico dell'acqua, il carico Q_{idr} riferito all'asse della condotta è:

$$Q_{idr} = \gamma_a (H - h + D/2) D$$

essendo come di consueto:

D il diametro esterno;

H : altezza del rinterro sopra la generatrice superiore del tubo;

h : profondità della falda (misurata rispetto al piano terreno);

γ_a : peso specifico dell'acqua.

La pressione esercitata dalla falda Q_{idr} è pari a:

$$q_{idr} = \gamma_a [(H-h) + DN/2] = Q_{idr} / DN$$

- q_{idr} indica la pressione associata al carico idrostatico indotto dalla falda [kN/m²]
- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m];
- DN diametro esterno della condotta;
- γ_a il peso specifico dell'acqua [kN/m³]
- $H-h$ indica l'altezza della falda valutata rispetto all'estradosso della tubazione [m].

17.5.5 Azione sismica

Gli effetti sismici vengono trascurati in quanto le condotte risultano completamente sotto il livello del terreno.

17.5.6 Carico totale sull'estradosso della tubazione

$$C_s = Q_{rinterro} + Q_{traffico} + Q_{falda} + Q_{fluido}$$

Il carico con cui confrontare tale valore di azione sollecitante è stato ottenuto nel seguente modo:

$$C_R = \frac{(CL) \times k}{\mu}$$

dove

C_L carico massimo sopportato teorico;

C_R carico massimo reale e dopo la messa in opera in trincea;

k coefficiente di posa considerato nei tombamenti in progetto pari a 3,0 secondo la normativa EN-295 nel caso di appoggio su calcestruzzo con rinfiacco in calcestruzzo su metà tubo;

m coefficiente di sicurezza allo schiacciamento, pari a 1,5 (valore cautelativo per contenere effetti di decadimento del materiale) secondo la normativa UNI 7517 per tubazioni in assenza di pressione interna.

Delle forze così calcolate la prima (carico dovuto al rinterro) risulta crescente all'aumentare dell'altezza H del rinterro, la seconda (carico dovuto ai sovraccarichi da traffico) è decrescente con l'altezza H del rinterro e la terza (carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo) è indipendente dall'altezza del rinterro.

Ne risulta che per piccole profondità di posa è determinante la corretta valutazione dei sovraccarichi dovuti ai mezzi viaggianti: si sottolinea che nella presente verifica, avendo considerato convogli tipo HT60 su tutte le strade del comparto, si è adottato un elevato livello di cautela.

17.5.7 Valutazione del coefficiente di posa per tubazioni rigide

Una tubazione interrata risulta sottoposta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento e da eventuali sovraccarichi accidentali. Tali carichi tendono ad ovalizzare la tubazione. Analogo effetto di ovalizzazione è prodotto dal peso dell'acqua contenuta nel tubo.

Per effetto dell'ovalizzazione il tubo esercita una spinta sul terreno circostante; la reazione del terreno contrasta l'ovalizzazione della tubazione contribuendo a migliorarne la stabilità. Tale effetto stabilizzante viene normalmente quantificato in un coefficiente di posa che dipende dal modo in cui la tubazione è posata e dal tipo di rinfiacco.

Lo stato tensionale interno dipende dal complesso sistema di forze agenti sulla tubazione oltre che dalla distribuzione dei carichi e reazioni di vincolo definite dal sistema di posa.

Per la determinazione dei carichi ovalizzati agenti sulle tubazioni rigide si fa riferimento alla norma UNI 7517/76 "Guida per la scelta della classe dei tubi per condotte di amianto-cemento sottoposte a carichi esterni e funzionanti con o senza pressione interna".

Nelle tubazioni rigide la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di rottura senza deformazione significativa della sezione.

La stabilità è verificata se risulta:

$$Q_i < K * Q / v$$

Q_i : carico esterno totale di schiacciamento;

Q : carico di rottura per schiacciamento. Ottenuto mediante prove di laboratorio (normativa);

K : coefficiente di posa;

ν = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento = $1,3 \pm 1,8$

Le case costruttrici di tubazioni rigide forniscono normalmente il carico di rottura per schiacciamento Q (N/m) ottenuto in laboratorio applicando un carico uniforme sulla generatrice superiore di un concio di tubazione poggiante inferiormente su due appoggi continui formanti un angolo fissato dalle norme.

Il carico ovalizzante risultante che provoca rottura per schiacciamento di una tubazione interrata rigida è sempre maggiore del carico di rottura ottenuto con la prova di laboratorio. Ciò è dovuto al miglioramento del comportamento statico della tubazione interrata offerto dalla reazione antiovalizzante del materiale di rinfiacco e al fatto che il carico risulta applicato in maniera distribuita sulla tubazione e non concentrata sulla generatrice superiore.

Di tale effetto stabilizzante che incrementa il carico di rottura per schiacciamento si tiene sinteticamente conto tramite un coefficiente di posa K maggiore di 1.

Indicato con Q il carico di rottura per schiacciamento ottenuto in laboratorio e con Q_r il carico di rottura in trincea, risulta:

La norma UNI 7517 indica per diverse modalità di posa previste i coefficienti K da adottare in funzione dell'angolo di appoggio, del grado di costipamento del rinfiacco e del tipo di trincea.

Prospetto IV - Coefficienti di posa per l'appoggio di tipo B

Angolo di appoggio α gradi	Rapporto di proiezione P_j	Coefficienti di posa k nelle varie condizioni di posa e secondo vari tipi di rinterro		
		Posa in trincea stretta e posa in trincea stretta con rinterro indefinito		Posa in trincea larga e posa con rinterro indefinito
		Costipamento di grado elevato *	Costipamento ordinario	Costipamento ordinario
60	0,93	2,0	1,6	2,1
90	0,85	2,6	1,9	2,3
120	0,75	3,0	2,2	2,5

* Costipamento ad almeno il 90% del valore ottimale del tenore in acqua (90% Proctor normalizzato).

Nel caso oggetto di analisi sono state adottate tubazioni di calcestruzzo prefabbricato armato di diametro interno DN pari a 800 e 1000, classe di carico minimo alla fessurazione 2° (100 KN/mq) e quindi carico minimo alla fessurazione per unità di lunghezza 80 KN/m, ai sensi della norma UNI 9534 e analogamente carico minimo al collasso 135 KN/mq e quindi carico minimo al collasso per unità di lunghezza 112 KN/m. Il coefficiente di posa utilizzato è quello per l'appoggio di tipo B della UNI 7517 pari a 2,3 (costipamento ordinario).

Dati lo stato tensionale che si genera a modeste profondità di scavo e le caratteristiche di resistenza proprie della condotta scelta si prescrive di adottare per la posa di tutte le tubazioni in c.a., al fine di

garantirne la stabilità nel tempo, la realizzazione di un letto costituito da soletta in calcestruzzo con rete elettrosaldata, ed eventuale rinfiango in calcestruzzo a discrezione della D.L. al fine di soddisfare le verifiche statiche richieste (con riferimento a manuale di progettazione del CSDU, si precisa che una semplice soletta con tubazione autoportante equivale al tipo di posa con $K=2.2$; per coefficienti di posa superiori si possono valutare in fase esecutiva rinfianchi parziali in calcestruzzo.

17.6 VERIFICA DI TUBAZIONI RIGIDE ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA

Le tubazioni in calcestruzzo armato appartengono alla categoria delle tubazioni rigide, in quanto presentano un modulo elastico maggiore di quello del terreno circostante. Per tali tubazioni la resistenza sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di rottura, senza deformazioni significative della sezione.

La risposta delle condotte rigide dipende solo dal comportamento della tubazione, per cui occorre analizzare lo *stato limite ultimo di rottura* trascurando, non essendo significativa, ogni verifica riguardante la deformazione.

La verifica allo stato limite ultimo di resistenza della tubazione deve dimostrare che, sotto l'effetto delle azioni agenti sulla condotta, le sollecitazioni che ne derivano devono essere minori rispetto alle resistenze meccaniche di riferimento.

La verifica statica è valida se:

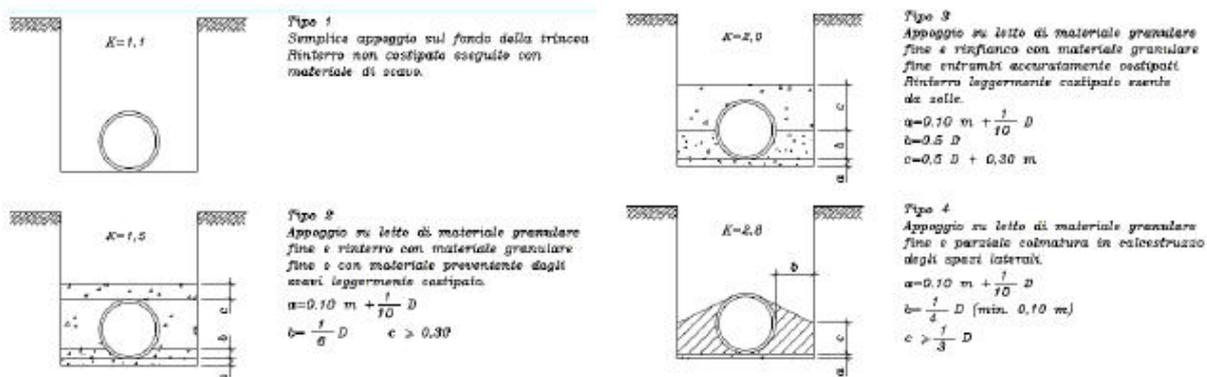
$$\mu \leq K_{min} Q/P_{tot}$$

dove:

μ : fattore di sicurezza posto almeno pari a 1,3;

K_{min} : coefficiente di posa che aumenta la capacità di resistenza della tubazione.

Esso è funzione del tipo di posa utilizzata e varia tra 1,1 e 3,5;



Q : carico di rottura per schiacciamento garantito, in questo caso pari a 135 kN/m (tubaz. classe 2);

P_{tot} : sommatoria di tutti i carichi calcolati nei paragrafi precedenti.

La verifica è volta a dimostrare che sotto l'effetto delle azioni agenti sulla condotta le sollecitazioni che ne derivano sono inferiori alle resistenze meccaniche di riferimento ottenute dividendo le resistenze caratteristiche per un opportuno coefficiente di sicurezza.

In pratica, per le canalizzazioni a comportamento rigido, caratterizzate da un carico di collasso garantito Q_c , ottenuto in laboratorio, la stabilità è verificata se:

$$KQ / \mu \geq Q_c$$

in cui:

K è un coefficiente di posa

Q è il carico verticale agente sulla tubazione (per unità di lunghezza)

Q_c è il carico di rottura per schiacciamento ottenuto mediante prove di laboratorio (da normativa)

μ è un coefficiente di sicurezza allo schiacciamento (1.3 - 1.5)

Inoltre, trattandosi di tubazioni in c.a., si dovrà garantire anche un franco di sicurezza del 20% ($\mu=1.2$) a fessurazione.

L'aumento della stabilità si consegue adottando appoggi di materiale fine con gradi di costipamento crescente o abbracciando la condotta con letti stabiliti in calcestruzzo: la seconda soluzione risulta migliore e più duratura nel tempo anche in caso di successivi movimenti di terra (es. per altri sottoservizi), ma richiede costi e tempi di realizzazione certamente superiori.

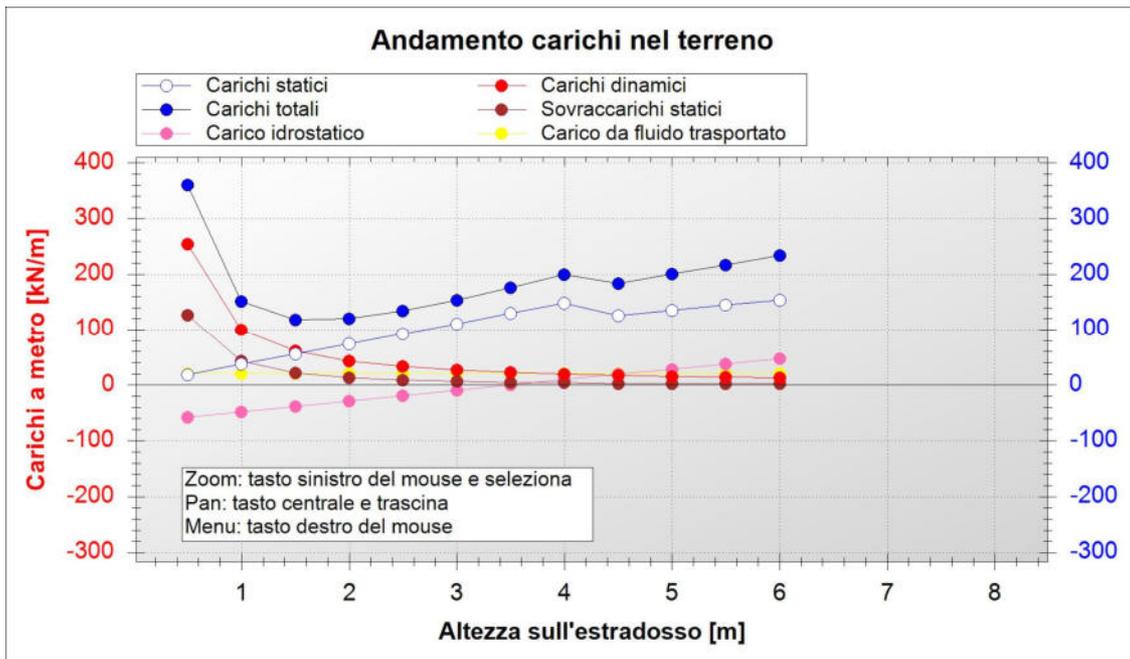
18 Risultati della verifica statica delle tubazioni rigide

Di seguito vengono riportati i tabulati delle verifiche statiche eseguite sulle tubazioni descritte, con le modalità suesposte.

Errore. Il collegamento non è valido.

18.1 TABULATO VERIFICA TUBAZIONE IN CLS DN 1600

DATI DIMENSIONALI DEL TUBO		SOVRACCARICO STATICO	
Diametro tubazione, \varnothing (mm)	1940	Carico concentrato statico, P_s (kN)	150
Spessore, s (mm)	170	Lunghezza impronta, u_1 (m)	0,40
Materiale tubo	Calcestruzzo <input type="checkbox"/>	Larghezza impronta, u_2 (m)	0,40
Modulo di elasticità, E_m (kN/m ²)	35000000	Pressione statica, q_s (kN/m ²)	3,78
Rapporto diametro esterno/spessore, SDR	11	Coefficiente di diffusione, β	0,85
Rigidezza circonferenziale, SN (kN/m ²)	2245	Sovraccarico statico, Q_s (kN/m)	6,23
DATI DELLO SCAVO		SOVRACCARICO IDROSTATICO	
Larghezza, B (m)	2,94	Profondità quota di falda, h' (m)	4,50
Altezza sull'estradosso, H (m)	2,95	Pressione da falda, q_f (kN/m ²)	-5,69
Modulo elasticità del rinterro, E_t (kN/m ²)	40000	Carico idrostatico, Q_{idr} (kN/m)	-11,04
Peso specifico del rinterro, γ_t (kN/m ³)	19	CARICO DA FLUIDO TRASPORTATO	
Angolo di attrito interno, ϕ (°)	32	Diametro interno tubazione, D_i (mm)	1600
Coefficiente di attrito rinterro/pareti, μ	0,62	Carico da fluido trasportato, Q_a (kN/m)	19,72
Coefficiente di rigidezza relativa, n	0,104	CARICO TOTALE	
Tipo di tubazione	Rigida	Carico statico rinterro, Q_{st} (kN/m)	108,7
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Larga	Sovraccarico dinamico, Q_d (kN/m)	27,4
Non è applicabile la riduzione del carico per azione attritiva del terreno		Sovraccarico statico, Q_s (kN/m)	6,2
CARICO STATICO RINTERRO		Carico idrostatico, Q_{idr} (kN/m)	-11
Coefficiente di spinta attiva, K_a	0,31	Carico da fluido trasportato, Q_a (kN/m)	19,7
Coefficiente di Marston, χ	0,831	Carico totale, Q_{tot} (kN/m)	151
Pressione verticale, q_{st} (kN/m ²)	65,9	REAZIONE LATERALE DEL TERRENO	
Carico statico rinterro, Q_{st} (kN/m)	108,7	Qualità costipazione	Buona <input type="checkbox"/>
SOVRACCARICO DINAMICO		Grado di costipazione del terreno, f_c	17
Tipologia rete di traffico	Stradale <input type="checkbox"/>	Coefficiente di rigidità, c_r (N/cm ³)	50,2
Tipologia di mezzi (DIN1072)	Pesanti <input type="checkbox"/>	Pressione laterale del terreno, (kN/m ²)	14,4
	HT 45 <input type="checkbox"/>	Reazione laterale del terreno, (kN/m)	19,8
Coefficiente dinamico, ω	1,1	Ottieni i carichi	
Carico per ruota, P (kN/ruota)	75	Esegui verifiche	
Pressione dinamica, q_d (kN/m ²)	14,1	Mostra grafico	
Sovraccarico dinamico, Q_d (kN/m)	27,4		



Verifica per tubazione RIGIDA

Classe di resistenza (kN/m ²)	135
Indice di posa	2,3
Carico di rottura, F _s (kN/m)	1892,4
Carico totale agente, F _{tot} (kN/m)	151
Coefficiente di sicurezza, F _{tot} /F _s	12,5

Tubazione verificata

Verifica

18.2 TABULATO VERIFICA TUBAZIONE IN CLS DN 1800

DATI DIMENSIONALI DEL TUBO	
Diametro tubazione, Ø (mm)	2170
Spessore, s (mm)	185
Materiale tubo	Calcestruzzo
Modulo di elasticità, Em (kN/m²)	35000000
Rapporto diametro esterno/spessore, SDR	12
Rigidità circonferenziale, SN (kN/m²)	2060

SOVRACCARICO STATICO	
Carico concentrato statico, Ps (kN)	150
Lunghezza impronta, u1 (m)	0,40
Larghezza impronta, u2 (m)	0,40
Pressione statica, qs (kN/m²)	7,28
Coefficiente di diffusione, β	0,85
Sovraccarico statico, Qs (kN/m)	13,43

DATI DELLO SCAVO	
Larghezza, B (m)	3,37
Altezza sull'estradosso, H (m)	2,07
Modulo elasticità del rinterro, Et (kN/m²)	40000
Peso specifico del rinterro, γt (kN/m³)	19
Angolo di attrito interno, φ (°)	32
Coefficiente di attrito rinterro/pareti, μ	0,62
Coefficiente di rigidità relativa, n	0,143
Tipo di tubazione	Rigida
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Larga

SOVRACCARICO IDROSTATICO	
Profondità quota di falda, h' (m)	4,50
Pressione da falda, qf (kN/m²)	-13,19
Carico idrostatico, Qidr (kN/m)	-28,62

CARICO DA FLUIDO TRASPORTATO	
Diametro interno tubazione, Di (mm)	1800
Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)	24,96

CARICO TOTALE	
Carico statico rinterro, Qst (kN/m)	85,3
Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)	45,8
Sovraccarico statico, Qs (kN/m)	13,4
Carico idrostatico, Qidr (kN/m)	-28,6
Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)	25
Carico totale, Qtot (kN/m)	140,9

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO	
Qualità costipazione	Buona
Grado di costipazione del terreno, fc	17
Coefficiente di rigidità, cr (N/cm²)	35,2
Pressione laterale del terreno, (kN/m²)	9,9
Reazione laterale del terreno, (kN/m)	15,2

Non è applicabile la riduzione del carico per azione attrittiva del terreno

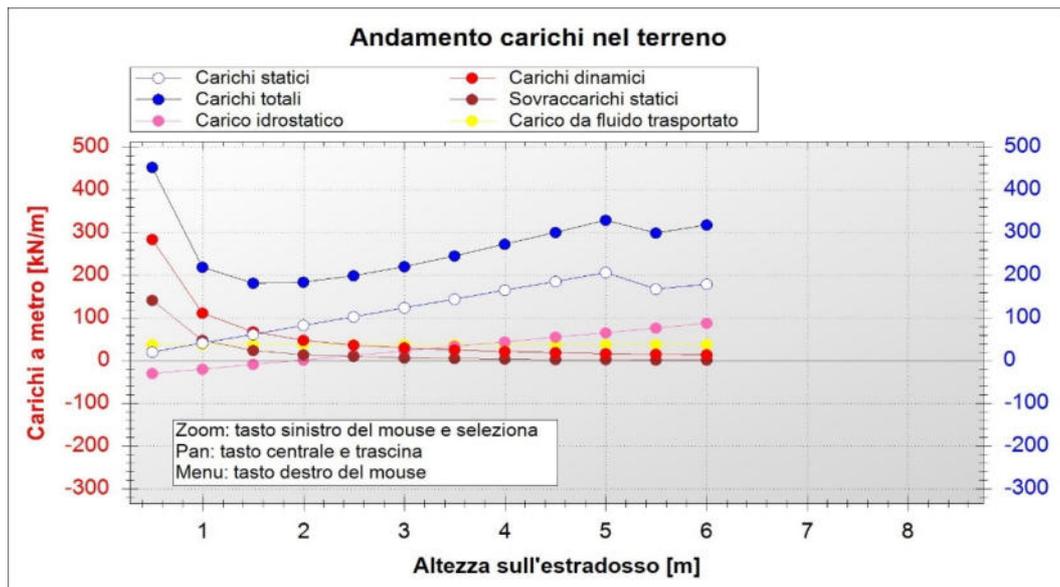
CARICO STATICO RINTERRO	
Coefficiente di spinta attiva, Ka	0,31
Coefficiente di Marston, χ	0,547
Pressione verticale, qst (kN/m²)	46,2
Carico statico rinterro, Qst (kN/m)	85,3

SOVRACCARICO DINAMICO	
Tipologia rete di traffico	Stradale
Tipologia di mezzi (DIN1072)	Pesanti HT 45
Coefficiente dinamico, ω	1,14
Carico per ruota, P (kN/ruota)	75
Pressione dinamica, qd (kN/m²)	21,1
Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)	45,8

Ottieni i carichi

Esegui verifiche

Mostra grafico



Verifica per tubazione RIGIDA

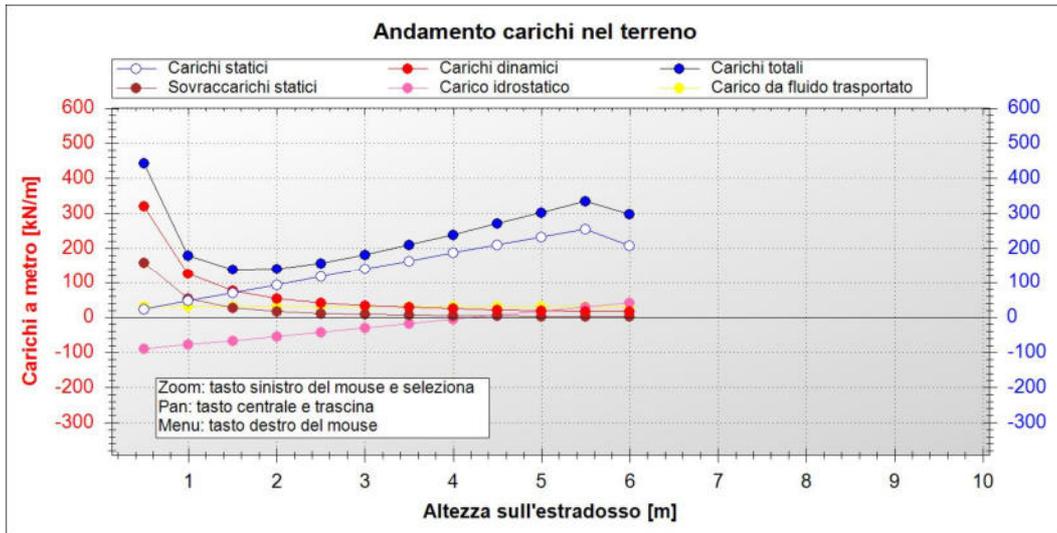
Classe di resistenza (kN/m ²)	135
Indice di posa	2,3
Carico di rottura, Fs (kN/m)	2116,8
Carico totale agente, Ftot (kN/m)	140,9
Coefficiente di sicurezza, Ftot/Fs	15

Tubazione verificata

Verifica

18.3 TABULATO VERIFICA TUBAZIONE IN CLS DN 2000

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">DATI DIMENSIONALI DEL TUBO</th> </tr> <tr> <td>Diametro tubazione, Ø (mm)</td> <td style="text-align: right;">2440</td> </tr> <tr> <td>Spessore, s (mm)</td> <td style="text-align: right;">220</td> </tr> <tr> <td>Materiale tubo</td> <td style="text-align: right;">Calcestruzzo</td> </tr> <tr> <td>Modulo di elasticità, Em (kN/m²)</td> <td style="text-align: right;">35000000</td> </tr> <tr> <td>Rapporto diametro esterno/spessore, SDR</td> <td style="text-align: right;">11</td> </tr> <tr> <td>Rigidezza circonferenziale, SN (kN/m²)</td> <td style="text-align: right;">2455</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">DATI DELLO SCAVO</th> </tr> <tr> <td>Larghezza, B (m)</td> <td style="text-align: right;">3,74</td> </tr> <tr> <td>Altezza sull'estradosso, H (m)</td> <td style="text-align: right;">3,37</td> </tr> <tr> <td>Modulo elasticità del rinterro, Et (kN/m²)</td> <td style="text-align: right;">40000</td> </tr> <tr> <td>Peso specifico del rinterro, γt (kN/m³)</td> <td style="text-align: right;">19</td> </tr> <tr> <td>Angolo di attrito interno, φ (°)</td> <td style="text-align: right;">32</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di attrito rinterro/pareti, μ</td> <td style="text-align: right;">0,62</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di rigidezza relativa, n</td> <td style="text-align: right;">0,104</td> </tr> <tr> <td>Tipo di tubazione</td> <td style="text-align: right;">Rigida</td> </tr> <tr> <td>Verifica tipo di trincea (UNI 7517)</td> <td style="text-align: right;">Larga</td> </tr> </table> <div style="border: 1px solid red; padding: 5px; margin: 5px 0;"> <p style="color: red; font-size: small;">Non è applicabile la riduzione del carico per azione attritiva del terreno</p> </div> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">CARICO STATICO RINTERRO</th> </tr> <tr> <td>Coefficiente di spinta attiva, Ka</td> <td style="text-align: right;">0,31</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di Marston, χ</td> <td style="text-align: right;">0,761</td> </tr> <tr> <td>Pressione verticale, qst (kN/m²)</td> <td style="text-align: right;">75,3</td> </tr> <tr> <td>Carico statico rinterro, Qst (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">156,2</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">SOVRACCARICO DINAMICO</th> </tr> <tr> <td>Tipologia rete di traffico</td> <td style="text-align: right;">Stradale</td> </tr> <tr> <td>Tipologia di mezzi (DIN1072)</td> <td style="text-align: right;">Pesanti</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">HT 45</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente dinamico, ω</td> <td style="text-align: right;">1,09</td> </tr> <tr> <td>Carico per ruota, P (kN/ruota)</td> <td style="text-align: right;">75</td> </tr> <tr> <td>Pressione dinamica, qd (kN/m²)</td> <td style="text-align: right;">12,1</td> </tr> <tr> <td>Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">29,5</td> </tr> </table>	DATI DIMENSIONALI DEL TUBO		Diametro tubazione, Ø (mm)	2440	Spessore, s (mm)	220	Materiale tubo	Calcestruzzo	Modulo di elasticità, Em (kN/m ²)	35000000	Rapporto diametro esterno/spessore, SDR	11	Rigidezza circonferenziale, SN (kN/m ²)	2455	DATI DELLO SCAVO		Larghezza, B (m)	3,74	Altezza sull'estradosso, H (m)	3,37	Modulo elasticità del rinterro, Et (kN/m ²)	40000	Peso specifico del rinterro, γt (kN/m ³)	19	Angolo di attrito interno, φ (°)	32	Coefficiente di attrito rinterro/pareti, μ	0,62	Coefficiente di rigidezza relativa, n	0,104	Tipo di tubazione	Rigida	Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Larga	CARICO STATICO RINTERRO		Coefficiente di spinta attiva, Ka	0,31	Coefficiente di Marston, χ	0,761	Pressione verticale, qst (kN/m ²)	75,3	Carico statico rinterro, Qst (kN/m)	156,2	SOVRACCARICO DINAMICO		Tipologia rete di traffico	Stradale	Tipologia di mezzi (DIN1072)	Pesanti		HT 45	Coefficiente dinamico, ω	1,09	Carico per ruota, P (kN/ruota)	75	Pressione dinamica, qd (kN/m ²)	12,1	Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)	29,5	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">SOVRACCARICO STATICO</th> </tr> <tr> <td>Carico concentrato statico, Ps (kN)</td> <td style="text-align: right;">150</td> </tr> <tr> <td>Lunghezza impronta, u1 (m)</td> <td style="text-align: right;">0,40</td> </tr> <tr> <td>Larghezza impronta, u2 (m)</td> <td style="text-align: right;">0,40</td> </tr> <tr> <td>Pressione statica, qs (kN/m²)</td> <td style="text-align: right;">2,94</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di diffusione, β</td> <td style="text-align: right;">0,85</td> </tr> <tr> <td>Sovraccarico statico, Qs (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">6,1</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">SOVRACCARICO IDROSTATICO</th> </tr> <tr> <td>Profondità quota di falda, h' (m)</td> <td style="text-align: right;">5,50</td> </tr> <tr> <td>Pressione da falda, qf (kN/m²)</td> <td style="text-align: right;">-8,93</td> </tr> <tr> <td>Carico idrostatico, Qidr (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">-21,79</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">CARICO DA FLUIDO TRASPORTATO</th> </tr> <tr> <td>Diametro interno tubazione, Di (mm)</td> <td style="text-align: right;">2000</td> </tr> <tr> <td>Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">30,82</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">CARICO TOTALE</th> </tr> <tr> <td>Carico statico rinterro, Qst (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">156,2</td> </tr> <tr> <td>Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">29,5</td> </tr> <tr> <td>Sovraccarico statico, Qs (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">6,1</td> </tr> <tr> <td>Carico idrostatico, Qidr (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">-21,8</td> </tr> <tr> <td>Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">30,8</td> </tr> <tr> <td>Carico totale, Qtot (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">200,8</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">REAZIONE LATERALE DEL TERRENO</th> </tr> <tr> <td>Qualità costipazione</td> <td style="text-align: right;">Buona</td> </tr> <tr> <td>Grado di costipazione del terreno, fc</td> <td style="text-align: right;">17</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di rigidità, cr (N/cm³)</td> <td style="text-align: right;">57,3</td> </tr> <tr> <td>Pressione laterale del terreno, (kN/m²)</td> <td style="text-align: right;">18,7</td> </tr> <tr> <td>Reazione laterale del terreno, (kN/m)</td> <td style="text-align: right;">32,3</td> </tr> </table> <div style="margin-top: 10px;"> <div style="border: 1px solid gray; padding: 5px; display: inline-block; margin-right: 20px;">Ottieni i carichi</div> <div style="border: 1px solid gray; padding: 5px; display: inline-block; margin-right: 20px;">Esegui verifiche</div> <div style="border: 2px solid blue; padding: 5px; display: inline-block;">Mostra grafico</div> </div>	SOVRACCARICO STATICO		Carico concentrato statico, Ps (kN)	150	Lunghezza impronta, u1 (m)	0,40	Larghezza impronta, u2 (m)	0,40	Pressione statica, qs (kN/m ²)	2,94	Coefficiente di diffusione, β	0,85	Sovraccarico statico, Qs (kN/m)	6,1	SOVRACCARICO IDROSTATICO		Profondità quota di falda, h' (m)	5,50	Pressione da falda, qf (kN/m ²)	-8,93	Carico idrostatico, Qidr (kN/m)	-21,79	CARICO DA FLUIDO TRASPORTATO		Diametro interno tubazione, Di (mm)	2000	Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)	30,82	CARICO TOTALE		Carico statico rinterro, Qst (kN/m)	156,2	Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)	29,5	Sovraccarico statico, Qs (kN/m)	6,1	Carico idrostatico, Qidr (kN/m)	-21,8	Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)	30,8	Carico totale, Qtot (kN/m)	200,8	REAZIONE LATERALE DEL TERRENO		Qualità costipazione	Buona	Grado di costipazione del terreno, fc	17	Coefficiente di rigidità, cr (N/cm ³)	57,3	Pressione laterale del terreno, (kN/m ²)	18,7	Reazione laterale del terreno, (kN/m)	32,3
DATI DIMENSIONALI DEL TUBO																																																																																																																			
Diametro tubazione, Ø (mm)	2440																																																																																																																		
Spessore, s (mm)	220																																																																																																																		
Materiale tubo	Calcestruzzo																																																																																																																		
Modulo di elasticità, Em (kN/m ²)	35000000																																																																																																																		
Rapporto diametro esterno/spessore, SDR	11																																																																																																																		
Rigidezza circonferenziale, SN (kN/m ²)	2455																																																																																																																		
DATI DELLO SCAVO																																																																																																																			
Larghezza, B (m)	3,74																																																																																																																		
Altezza sull'estradosso, H (m)	3,37																																																																																																																		
Modulo elasticità del rinterro, Et (kN/m ²)	40000																																																																																																																		
Peso specifico del rinterro, γt (kN/m ³)	19																																																																																																																		
Angolo di attrito interno, φ (°)	32																																																																																																																		
Coefficiente di attrito rinterro/pareti, μ	0,62																																																																																																																		
Coefficiente di rigidezza relativa, n	0,104																																																																																																																		
Tipo di tubazione	Rigida																																																																																																																		
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Larga																																																																																																																		
CARICO STATICO RINTERRO																																																																																																																			
Coefficiente di spinta attiva, Ka	0,31																																																																																																																		
Coefficiente di Marston, χ	0,761																																																																																																																		
Pressione verticale, qst (kN/m ²)	75,3																																																																																																																		
Carico statico rinterro, Qst (kN/m)	156,2																																																																																																																		
SOVRACCARICO DINAMICO																																																																																																																			
Tipologia rete di traffico	Stradale																																																																																																																		
Tipologia di mezzi (DIN1072)	Pesanti																																																																																																																		
	HT 45																																																																																																																		
Coefficiente dinamico, ω	1,09																																																																																																																		
Carico per ruota, P (kN/ruota)	75																																																																																																																		
Pressione dinamica, qd (kN/m ²)	12,1																																																																																																																		
Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)	29,5																																																																																																																		
SOVRACCARICO STATICO																																																																																																																			
Carico concentrato statico, Ps (kN)	150																																																																																																																		
Lunghezza impronta, u1 (m)	0,40																																																																																																																		
Larghezza impronta, u2 (m)	0,40																																																																																																																		
Pressione statica, qs (kN/m ²)	2,94																																																																																																																		
Coefficiente di diffusione, β	0,85																																																																																																																		
Sovraccarico statico, Qs (kN/m)	6,1																																																																																																																		
SOVRACCARICO IDROSTATICO																																																																																																																			
Profondità quota di falda, h' (m)	5,50																																																																																																																		
Pressione da falda, qf (kN/m ²)	-8,93																																																																																																																		
Carico idrostatico, Qidr (kN/m)	-21,79																																																																																																																		
CARICO DA FLUIDO TRASPORTATO																																																																																																																			
Diametro interno tubazione, Di (mm)	2000																																																																																																																		
Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)	30,82																																																																																																																		
CARICO TOTALE																																																																																																																			
Carico statico rinterro, Qst (kN/m)	156,2																																																																																																																		
Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)	29,5																																																																																																																		
Sovraccarico statico, Qs (kN/m)	6,1																																																																																																																		
Carico idrostatico, Qidr (kN/m)	-21,8																																																																																																																		
Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)	30,8																																																																																																																		
Carico totale, Qtot (kN/m)	200,8																																																																																																																		
REAZIONE LATERALE DEL TERRENO																																																																																																																			
Qualità costipazione	Buona																																																																																																																		
Grado di costipazione del terreno, fc	17																																																																																																																		
Coefficiente di rigidità, cr (N/cm ³)	57,3																																																																																																																		
Pressione laterale del terreno, (kN/m ²)	18,7																																																																																																																		
Reazione laterale del terreno, (kN/m)	32,3																																																																																																																		



Verifica per tubazione RIGIDA

Classe di resistenza (kN/m^2)	135
Indice di posa	2,3
Carico di rottura, F_s (kN/m)	2380,1
Carico totale agente, F_{tot} (kN/m)	200,8
Coefficiente di sicurezza, F_{tot}/F_s	11,9

Tubazione verificata

Verifica

18.4 TABULATO VERIFICA TUBAZIONE IN CLS DN 2200

DATI DIMENSIONALI DEL TUBO	
Diametro tubazione, Ø (mm)	2650
Spessore, s (mm)	225
Materiale tubo	Calcestruzzo
Modulo di elasticità, Em (kN/m²)	35000000
Rapporto diametro esterno/spessore, SDR	12
Rigidezza circonferenziale, SN (kN/m²)	2033

SOVRACCARICO STATICO	
Carico concentrato statico, Ps (kN)	150
Lunghezza impronta, u1 (m)	0,40
Larghezza impronta, u2 (m)	0,40
Pressione statica, qs (kN/m²)	3,04
Coefficiente di diffusione, β	0,85
Sovraccarico statico, Qs (kN/m)	6,85

DATI DELLO SCAVO	
Larghezza, B (m)	4,05
Altezza sull'estradosso, H (m)	3,31
Modulo elasticità del rinterro, Et (kN/m²)	40000
Peso specifico del rinterro, γt (kN/m³)	19
Angolo di attrito interno, φ (°)	32
Coefficiente di attrito rinterro/pareti, μ	0,62
Coefficiente di rigidezza relativa, n	0,143
Tipo di tubazione	Rigida
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Larga

SOVRACCARICO IDROSTATICO	
Profondità quota di falda, h' (m)	3
Pressione da falda, qf (kN/m²)	16,04
Carico idrostatico, Qidr (kN/m)	42,51

CARICO DA FLUIDO TRASPORTATO	
Diametro interno tubazione, Di (mm)	2200
Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)	37,29

CARICO TOTALE	
Carico statico rinterro, Qst (kN/m)	166,7
Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)	32,6
Sovraccarico statico, Qs (kN/m)	6,9
Carico idrostatico, Qidr (kN/m)	42,5
Carico da fluido trasportato, Qa (kN/m)	37,3
Carico totale, Qtot (kN/m)	286

REAZIONE LATERALE DEL TERRENO	
Qualità costipazione	Buona
Grado di costipazione del terreno, fc	17
Coefficiente di rigidità, cr (N/cm³)	56,3
Pressione laterale del terreno, (kN/m²)	29
Reazione laterale del terreno, (kN/m)	54,3

CARICO STATICO RINTERRO	
Coefficiente di spinta attiva, Ka	0,31
Coefficiente di Marston, χ	0,701
Pressione verticale, qst (kN/m²)	74
Carico statico rinterro, Qst (kN/m)	166,7

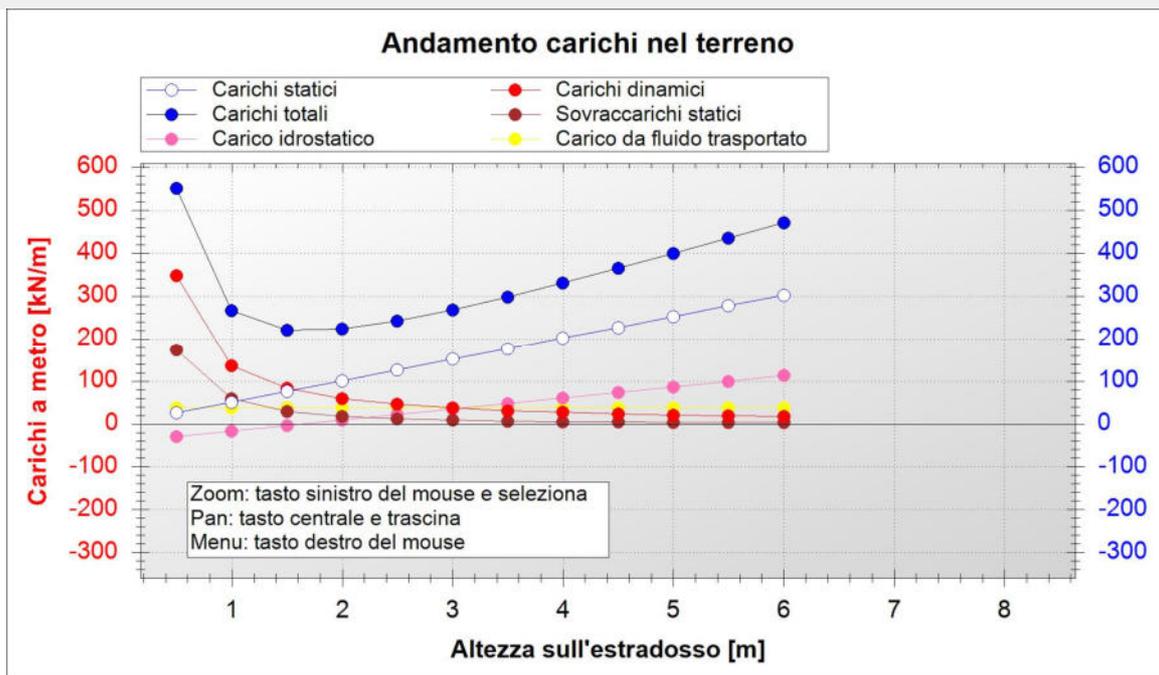
SOVRACCARICO DINAMICO	
Tipologia rete di traffico	Stradale
Tipologia di mezzi (DIN1072)	Pesanti
	HT 45
Coefficiente dinamico, ω	1,09
Carico per ruota, P (kN/ruota)	75
Pressione dinamica, qd (kN/m²)	12,3
Sovraccarico dinamico, Qd (kN/m)	32,6

Non è applicabile la riduzione del carico per azione attritiva del terreno

Ottieni i carichi

Esegui verifiche

Mostra grafico



Verifica per tubazione RIGIDA

Classe di resistenza (kN/m ²)	135
Indice di posa	2,3
Carico di rottura, F _s (kN/m)	2585
Carico totale agente, F _{tot} (kN/m)	286
Coefficiente di sicurezza, F _{tot} /F _s	9

Tubazione verificata

Verifica

19 Risultati della verifica statica delle tubazioni rigide a lungo termine

Le seguenti verifiche sono state effettuate considerando un modulo di elasticità del materiale (calcestruzzo) delle tubazioni “a lungo termine”, notevolmente inferiore rispetto a quello delle tubazioni “nuove”.

Il modulo di elasticità è stato infatti valutato pari a 18.000 Mpa rispetto a quello dei tubi nuovi utilizzato nelle precedenti verifiche pari a 35.000 Mpa [35000000 kN/m²].

Una condotta interrata è soggetta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento, da eventuali sovraccarichi accidentali e dal peso dell’acqua contenuta, tali carichi tendono ad ovalizzare la condotta. La reazione del terreno circostante alla spinta della condotta contrasta l’ovalizzazione della condotta contribuendo a migliorarne la stabilità; in particolare, se la condotta si deforma di più del terreno che la circonda, sarà sollecitata in modo minore poiché deformandosi sensibilmente coinvolge il terreno di rinfianco a collaborare alla resistenza.

Nelle condotte rigide la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di rottura senza deformazione significativa della sezione; pertanto, tutte le tubazioni rigide hanno un proprio e ben definito carico di rottura per schiacciamento.

Dal momento che la resistenza a rottura di una tubazione rigida interrata dipende in modo sostanziale dalle modalità di rinterro, è assolutamente necessario che in fase di progetto siano esattamente definiti il tipo di posa, il materiale di sottofondo e rinfianco ed il grado di compattazione del medesimo.

Le verifiche statiche di seguito svolte seguono l’impostazione di calcolo illustrata nei seguenti testi:

- *Da Deppo, Datei – Fognature 2014 – Edizioni Progetto Padova*
- *AA.VV. - Centro Studi Deflussi Urbani - Sistemi di Fognatura. Manuale di Progettazione 1997 - Hoepli*

Il calcolo dei carichi ovalizzanti è svolto con il **metodo di Marston & Spangler**.

19.1 RELAZIONE DI CALCOLO CONDOTTA DN 1600

19.1.1 Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

1. Determinazione dei carichi: carico dovuto al rinterro, in funzione del tipo di posa, (trincea stretta o larga), sovraccarichi mobili concentrati e distribuiti, carico dovuto alla massa d’acqua contenuta nella condotta, calcolo del carico per pressione idrostatica esterna;
2. Definizione del coefficiente di posa;
3. Verifica: $Q_r/Q_t \leq \text{Coeff. Sic.}$
 Q_r = carico di rottura in trincea
 Q_t = risultante dei carichi
 Coeff. Sic. = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento, di solito pari a 1.5.

DATI CONDOTTA DN 1600	
Nome condotta:	CONDOTTA CLS DN 1600
CARATTERISTICHE DELLA CONDOTTA	

Tipo condotta:	Condotta a pelo libero
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Comportamento statico:	Condotta rigida
Diametro esterno [mm]:	1940
Spessore [mm]:	170
Materiale:	cls
Modulo elastico[Mpa]:	18000
CARATTERISTICHE DI POSA	
Altezza rinterro [m]:	2.950
Larghezza del fondo trincea [m]:	2.94
Inclinazione trincea [m/m]:	0,158
Coefficiente di posa K:	2.3
CARATTERISTICHE DEL TERRENO	
Terreno:	Pietrisco pezzatura 25-35 mm - Pietrisco
Costipamento:	Costipamento moderato
Modulo elastico [Mpa]:	40
Peso specifico [kN/m ³]:	19
Angolo di attrito [°]:	32
Altezza falda sulla generatrice sup.[m] *:	0
DATI SOVRACCARICHI	
Fattore dinamico:	strade e autostrade
Sovraccarichi concentrati	
Tipo di convoglio:	HT 45
Sovraccarichi distribuiti	
Sovraccarico vert. mobile distribuito [kN/m ²]:	937.5
Larghezza area di impronta [m]:	0.4
Lunghezza area di impronta [m]:	6

*Altezza Falda = 0 indica falda assente

RISULTATI CONDOTTA	
Nome condotta:	CONDOTTA CLS DN 1600
Coefficiente di elasticità:	0.31
ANALISI DEI CARICHI	
Carico dovuto al rinterro [kN/m]:	154.14
Carico vert. sovraccarichi mobili concentrati [kN/m]:	14.43
Carico vert. sovraccarichi mobili distribuiti [kN/m]:	150.47
Carico vert. dovuto alla massa d'acqua in condotta riempita per 3/4 [kN/m]:	14.82
Carico per pressione idrostatica esterna [kN/m]:	0
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA	
Tipo di trincea	trincea larga
Carico esterno totale di schiacciamento [kN/m]:	183.39
Classe di resistenza:	135
Carico di rottura per schiacciamento (in laboratorio) [kN/m]	216

:	
Carico di rottura a schiacciamento [kN/m]:	496.8
Coefficiente di sicurezza a rottura:	2.71
Coefficiente di sicurezza ammissibile:	1.5
Stato della verifica:	soddisfatta
VERIFICA STATICA PER CONDOTTA IN PRESSIONE	
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Pressione ammissibile (formula di Schlick) [N/cm ²]	0
Carico totale [kN/m]:	183.39
Carico totale ammissibile (formula di Schlick) [kN/m]	0
Stato della Verifica:	-

19.2 RELAZIONE DI CALCOLO CONDOTTA DN 1800

19.2.1 Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

1. Determinazione dei carichi: carico dovuto al rinterro, in funzione del tipo di posa, (trincea stretta o larga), sovraccarichi mobili concentrati e distribuiti, carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nella condotta, calcolo del carico per pressione idrostatica esterna;
2. Definizione del coefficiente di posa;
3. Verifica: $Q_r/Q_t \leq \text{Coeff. Sic.}$
 Q_r = carico di rottura in trincea
 Q_t = risultante dei carichi
 Coeff. Sic. = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento, di solito pari a 1.5.

DATI CONDOTTA DN 1800	
Nome condotta:	DN 1800
CARATTERISTICHE DELLA CONDOTTA	
Tipo condotta:	Condotta a pelo libero
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Comportamento statico:	Condotta rigida
Diametro esterno [mm]:	2170
Spessore [mm]:	185
Materiale:	cls
Modulo elastico [Mpa]:	18000
CARATTERISTICHE DI POSA	
Altezza rinterro [m]:	2.070
Larghezza del fondo trincea [m]:	3.37
Inclinazione trincea [m/m]:	0.158
Coefficiente di posa K:	2.3
CARATTERISTICHE DEL TERRENO	
Terreno:	- Pietrisco pezzatura 25-45 mm
Costipamento:	Costipamento moderato
Modulo elastico [Mpa]:	40

Peso specifico [kN/m ³]:	19
Angolo di attrito [°]:	32
Altezza falda sulla generatrice sup.[m] *:	0
DATI SOVRACCARICHI	
Fattore dinamico:	strade e autostrade
Sovraccarichi concentrati	
Tipo di convoglio:	HT 45
Sovraccarichi distribuiti	
Sovraccarico vert. mobile distribuito [kN/m ²]:	937.5
Larghezza area di impronta [m]:	0.4
Lunghezza area di impronta [m]:	6

*Altezza Falda = 0 indica falda assente

RISULTATI CONDOTTA	
Nome condotta:	DN 1800
Coefficiente di elasticità:	0.34
ANALISI DEI CARICHI	
Carico dovuto al rinterro [kN/m]:	108.36
Carico vert. sovraccarichi mobili concentrati [kN/m]:	14.34
Carico vert. sovraccarichi mobili distribuiti [kN/m]:	150.47
Carico vert. dovuto alla massa d'acqua in condotta riempita per 3/4 [kN/m]:	18.75
Carico per pressione idrostatica esterna [kN/m]:	0
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA	
Tipo di trincea	trincea larga
Carico esterno totale di schiacciamento [kN/m]:	141.46
Classe di resistenza:	135
Carico di rottura per schiacciamento (in laboratorio) [kN/m]:	243
Carico di rottura a schiacciamento [kN/m]:	558.9
Coefficiente di sicurezza a rottura:	3.95
Coefficiente di sicurezza ammissibile:	1.5
Stato della verifica:	soddisfatta
VERIFICA STATICA PER CONDOTTA IN PRESSIONE	
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Pressione ammissibile (formula di Schlick) [N/cm ²]	0
Carico totale [kN/m]:	141.46
Carico totale ammissibile (formula di Schlick) [kN/m]	0
Stato della Verifica:	

19.3 RELAZIONE DI CALCOLO CONDOTTA DN 2000

19.3.1 Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

1. Determinazione dei carichi: carico dovuto al rinterro, in funzione del tipo di posa, (trincea stretta o larga), sovraccarichi mobili concentrati e distribuiti, carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nella condotta, calcolo del carico per pressione idrostatica esterna;
2. Definizione del coefficiente di posa;
3. Verifica: $Q_r/Q_t \leq \text{Coeff. Sic.}$
 Q_r = carico di rottura in trincea
 Q_t = risultante dei carichi
 Coeff. Sic. = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento, di solito pari a 1.5.

DATI CONDOTTA	
Nome condotta:	DN 2000
CARATTERISTICHE DELLA CONDOTTA	
Tipo condotta:	Condotta a pelo libero
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Comportamento statico:	Condotta rigida
Diametro esterno [mm]:	2440
Spessore [mm]:	220
Materiale:	cls
Modulo elastico[Mpa]:	18000
CARATTERISTICHE DI POSA	
Altezza rinterro [m]:	3.370
Larghezza del fondo trincea [m]:	3.74
Inclinazione trincea [m/m]:	0.158
Coefficiente di posa K:	2.3
CARATTERISTICHE DEL TERRENO	
Terreno:	Terreno di ricoprimento rinfianco - Pietriso pezzatura 25-45 mm
Costipamento:	Costipamento moderato
Modulo elastico [Mpa]:	40
Peso specifico [kN/m ³]:	19
Angolo di attrito [°]:	32
Altezza falda sulla generatrice sup.[m] *:	0
DATI SOVRACCARICHI	
Fattore dinamico:	strade e autostrade
Sovraccarichi concentrati	
Tipo di convoglio:	HT 45
Sovraccarichi distribuiti	
Sovraccarico vert. mobile distribuito [kN/m ²]:	9
Larghezza area di impronta [m]:	2
Lunghezza area di impronta [m]:	10

*Altezza Falda = 0 indica falda assente

RISULTATI CONDOTTA	
Nome condotta:	DN 2000
Coefficiente di elasticità:	0.29
ANALISI DEI CARICHI	
Carico dovuto al rinterro [kN/m]:	215.32
Carico vert. sovraccarichi mobili concentrati [kN/m]:	28.21
Carico vert. sovraccarichi mobili distribuiti [kN/m]:	8.2
Carico vert. dovuto alla massa d'acqua in condotta riempita per 3/4 [kN/m]:	23.15
Carico per pressione idrostatica esterna [kN/m]:	0
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA	
Tipo di trincea	trincea larga
Carico esterno totale di schiacciamento [kN/m]:	266.68
Classe di resistenza:	135
Carico di rottura per schiacciamento (in laboratorio) [kN/m]:	270
Carico di rottura a schiacciamento [kN/m]:	621
Coefficiente di sicurezza a rottura:	2.33
Coefficiente di sicurezza ammissibile:	1.5
Stato della verifica:	soddisfatta
VERIFICA STATICA PER CONDOTTA IN PRESSIONE	
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Pressione ammissibile (formula di Schlick) [N/cm ²]	0
Carico totale [kN/m]:	266.68
Carico totale ammissibile (formula di Schlick) [kN/m]	0
Stato della Verifica:	-
RISULTATI CONDOTTA	
Nome condotta:	DN 2000
Coefficiente di elasticità:	0.29
ANALISI DEI CARICHI	
Carico dovuto al rinterro [kN/m]:	215.32
Carico vert. sovraccarichi mobili concentrati [kN/m]:	28.21
Carico vert. sovraccarichi mobili distribuiti [kN/m]:	8.2
Carico vert. dovuto alla massa d'acqua in condotta riempita per 3/4 [kN/m]:	23.15
Carico per pressione idrostatica esterna [kN/m]:	0
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA	
Tipo di trincea	trincea larga
Carico esterno totale di schiacciamento [kN/m]:	266.68
Classe di resistenza:	135
Carico di rottura per schiacciamento (in laboratorio) [kN/m]:	270

Carico di rottura a schiacciamento [kN/m]:	621
Coefficiente di sicurezza a rottura:	2.33
Coefficiente di sicurezza ammissibile:	1.5
Stato della verifica:	soddisfatta
VERIFICA STATICA PER CONDOTTA IN PRESSIONE	
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Pressione ammissibile (formula di Schlick) [N/cm ²]	0
Carico totale [kN/m]:	266.68
Carico totale ammissibile (formula di Schlick) [kN/m]	0
Stato della Verifica:	-

19.4 RELAZIONE DI CALCOLO CONDOTTA DN 2200

19.4.1 Verifica allo stato limite ultimo di resistenza

1. Determinazione dei carichi: carico dovuto al rinterro, in funzione del tipo di posa, (trincea stretta o larga), sovraccarichi mobili concentrati e distribuiti, carico dovuto alla massa d'acqua contenuta nella condotta, calcolo del carico per pressione idrostatica esterna;
2. Definizione del coefficiente di posa;
3. Verifica: $Q_r/Q_t \leq \text{Coeff. Sic.}$
 Q_r = carico di rottura in trincea
 Q_t = risultante dei carichi
 Coeff. Sic. = coefficiente di sicurezza allo schiacciamento, di solito pari a 1.5.

DATI CONDOTTA DN 2200	
Nome condotta:	DN 2200
CARATTERISTICHE DELLA CONDOTTA	
Tipo condotta:	Condotta a pelo libero
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Comportamento statico:	Condotta rigida
Diametro esterno [mm]:	2650
Spessore [mm]:	225
Materiale:	cls
Modulo elastico [Mpa]:	18000
CARATTERISTICHE DI POSA	
Altezza rinterro [m]:	3.310
Larghezza del fondo trincea [m]:	4.05
Inclinazione trincea [m/m]:	0.158
Coefficiente di posa K:	2.3
CARATTERISTICHE DEL TERRENO	
Terreno:	T9 - Pietrisco pezzatura 25-45 mm
Costipamento:	Costipamento moderato
Modulo elastico [Mpa]:	40
Peso specifico [kN/m ³]:	19

Angolo di attrito [°]:	32
Altezza falda sulla generatrice sup.[m] *:	0.3
DATI SOVRACCARICHI	
Fattore dinamico:	strade e autostrade
Sovraccarichi concentrati	
Tipo di convoglio:	HT 45
Sovraccarichi distribuiti	
Sovraccarico vert. mobile distribuito [kN/m ²]:	9
Larghezza area di impronta [m]:	2
Lunghezza area di impronta [m]:	10

*Altezza Falda = 0 indica falda assente

RISULTATI CONDOTTA	
Nome condotta:	DN 2200
Coefficiente di elasticità:	-
ANALISI DEI CARICHI	
Carico dovuto al rinterro [kN/m]:	223.7
Carico vert. sovraccarichi mobili concentrati [kN/m]:	31.2
Carico vert. sovraccarichi mobili distribuiti [kN/m]:	9.08
Carico vert. dovuto alla massa d'acqua in condotta riempita per 3/4 [kN/m]:	28.01
Carico per pressione idrostatica esterna [kN/m]:	42.2
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA	
Tipo di trincea	trincea larga
Carico esterno totale di schiacciamento [kN/m]:	325.12
Classe di resistenza:	135
Carico di rottura per schiacciamento (in laboratorio) [kN/m]:	297
Carico di rottura a schiacciamento [kN/m]:	683.1
Coefficiente di sicurezza a rottura:	2.1
Coefficiente di sicurezza ammissibile:	1.5
Stato della verifica:	soddisfatta
VERIFICA STATICA PER CONDOTTA IN PRESSIONE	
Pressione di esercizio [N/cm ²]	0
Pressione ammissibile (formula di Schlick) [N/cm ²]	0
Carico totale [kN/m]:	325.12
Carico totale ammissibile (formula di Schlick) [kN/m]	0
Stato della Verifica:	