

CONSORZIO DI BONIFICA 2 PALERMO

(D.P. Reg. Sic. N.157 del 23.05.1997)

AMMODERNAMENTO RETI DI DISTRIBUZIONE COMPENSORIO JATO (I LOTTO SOLLEVATO)

PROGETTO DEFINITIVO

Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Salvatore Marino

Mandataria

CORIP S.r.l.

Ing. Fabio COLLETTI



e-mail: ingegneria@coripsrl.it

GRUPPO DI LAVORO

Ing. Marco Leone

Ing. Valentina Tomassoni

Mandanti

CESECO INTERNATIONAL S.r.l.

Ing. Adriano de VITO

Coordinatore del gruppo di progettazione



e-mail: ceseco@ceseco-int.it

GRUPPO DI LAVORO

Ing. Claudio Maccaroni

Ing. Cristina De Natale

Ing. Francesco Mostardi

CDG INGEGNERIA S.r.l.

Ing. Luigi GANGITANO



e-mail: cdg@cdgingegneria.it

GRUPPO DI LAVORO

Ing. Stefano Cassarà

Geol. Andrea Lombardo Pontillo

Studio tecnico ing. Vincenzo NAPOLI

e-mail: vincenzo.napoli@studiotecnicoingnapoli.it

Titolo:

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DEI
MANUFATTI IN PROGETTO**

Elaborato

E.01

N. Archivio:

Data

26/02/2016

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
00					
01					
02					
03					

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

INDICE

1	OGGETTO E CLASSIFICAZIONE	1
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE OGGETTO DELLE ANALISI	2
2.1	Vasca di carico Contrada Baronìa	2
3	NORMATIVA APPLICATA	5
3.1	Leggi e Decreti.....	5
3.2	Normative, prescrizioni di riferimento, Leggi Regionali e Normative europee	5
4	MATERIALI IMPIEGATI.....	6
4.1	Strutture in cemento armato	6
4.1.1	Classe di consistenza raccomandata	8
4.1.2	Caratteristiche dell'impasto.....	8
4.2	Opere in carpenteria metallica	9
4.2.1	Bulloni.....	9
4.2.2	Saldature	9
4.2.3	Zincature.....	10
4.2.4	Ancoraggi chimici	10
5	CARICHI AGENTI	12
5.1	Carichi permanenti.....	12
5.1.1	Peso proprio	12
5.1.2	carichi permanenti non strutturali.....	12
5.2	Carichi variabili.....	12
5.2.1	Carichi relative alla spinta dell'acqua.....	12
5.2.2	Carichi accidentali	12
5.2.1	Spinta del terreno	13
5.2.2	Azione della neve	14
6	AZIONI SISMICHE	16
6.1	Caratterizzazione sismogenetica	16
6.2	Calcolo dell'azione sismica	17
7	SPETTRI SISMICI DI RISPOSTA	21
7.1	Calcolo fattore di struttura	21
7.2	Spettri di progetto	23
7.2.1	Amplificazioni topografiche e stratigrafiche.....	23
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	32

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

8.1	Verifica allo stato limite di esercizio (SLE).....	35
8.2	Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili	38
9	SCHEMA DI CALCOLO E ANALISI SOLLECITATIVA.....	39
9.1	Software di calcolo.....	40
10	METODICA DI VERIFICA	44
10.1	Opere in calcestruzzo cementizio armato	44
10.1.1	Stati di verifica in condizioni SLE.....	48
10.1.1.1	Fessurazione	49
10.1.1.2	Verifiche a deformabilità	53
10.2	Opere in carpenteria metallica	53
10.2.1	Giunzioni bullonate	54
11	MANUFATTO DI DISCONNESSIONE/REGOLAZIONE.....	56
11.1	Verifica strutturale.....	56
11.1.1	Solette e pareti	59
11.1.1.1	Verifica a fessurazione della zattera.....	61
11.1.1.2	Verifica a fessurazione della soletta superiore	61
11.1.1.3	Verifica a fessurazione delle pareti di bordo.....	62
11.1.1.4	Verifica a fessurazione del pilastro.....	62
12	MURI DI SOSTEGNO VASCA DI CARICO CONTRADA BARONIA	63
12.1	Verifiche di stabilità.....	63
12.1.1	Verifiche non sismiche.....	64
12.1.2	Verifiche sismiche.....	64
12.2	Verifica degli elementi strutturali	64
12.2.1.1	Verifica allo stato limite di esercizio (SLE).....	68
13	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	69
13.1	Caratteristiche meccaniche del terreno.....	69
13.2	Assunti di calcolo	69
13.3	Determinazione della portanza del terreno	70
13.4	Verifica geotecnica delle opere	70
14	CONCLUSIONI	71

1 OGGETTO E CLASSIFICAZIONE

Il presente documento ha per oggetto le analisi e il progetto della realizzazione della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato nel Consorzio di Bonifica 2 – Palermo e ricadente nei comuni di Partinico e Borgetto in Provincia di Palermo.

I calcoli saranno condotti in ottemperanza alla normativa vigente, con le metodiche contenute nel Decreto Legge 14 Gennaio 2008 (NTC2008) e nelle relative Circolari esplicative, e pertanto mediante il metodo semiprobabilistico degli stati limite ultimi (SLU).

L'opera è considerata ai fini della vita nominale, caratterizzata dai seguenti parametri:

- Tipo di costruzione: **2** (*vita nominale $V_N = 50$ anni*)
- C_U : **III** categoria d'uso sismica;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75$ anni

In particolare, saranno adottate calcolazioni sismiche per una classe di duttilità strutturale di tipo basso (tipo B).

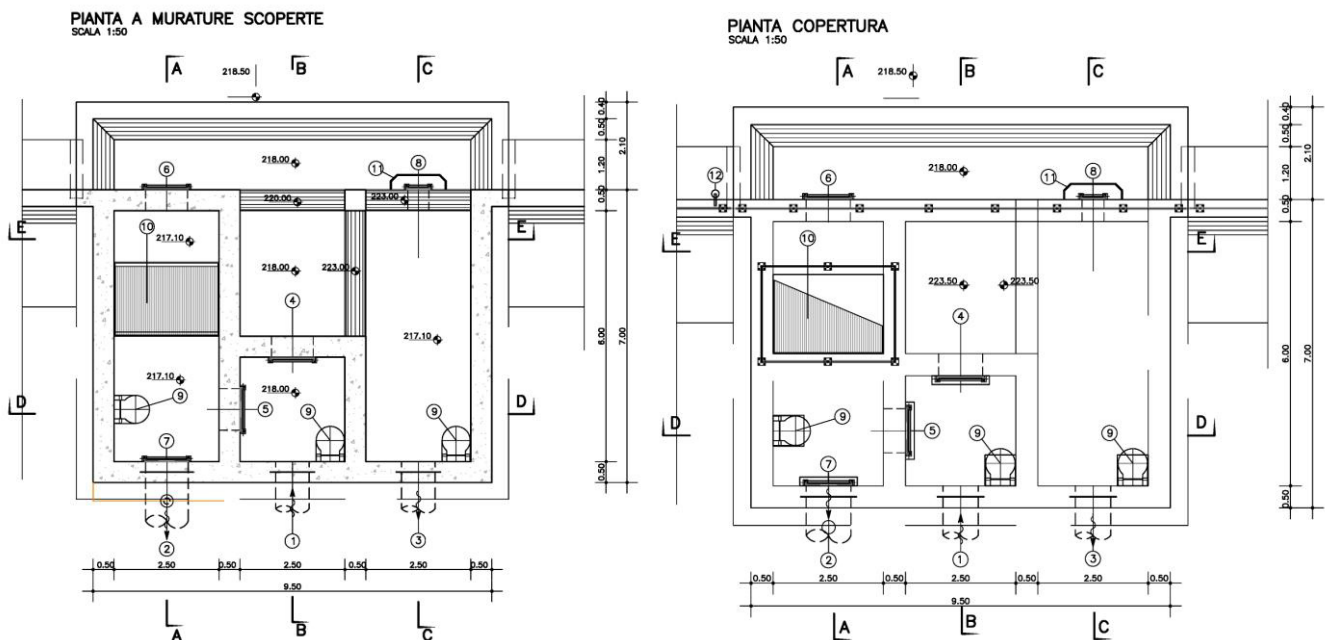
2 DESCRIZIONE DELLE OPERE OGGETTO DELLE ANALISI

2.1 Vasca di carico Contrada Baronìa

La vasca di regolazione/disconnessione e carico esistente in Contrada Baronìa, di dimensioni 14.80 m x 14.80 m x 6.00 m, è realizzata con muri verticali in c.a. dello spessore di 0.50 m. Essa appare fuori terra per circa metà dell'altezza totale e presenta, per questo motivo, problemi sia statici che di tenuta idraulica. Secondo quanto emerso durante i sopralluoghi, per limitare tali problematiche, sono stati recentemente installati delle piastre di ancoraggio agli angoli delle pareti in c.a. e un telo impermeabile sul fondo della vasca.

Il manufatto ha un volume utile di circa 1'000 m³, appena sufficiente per la funzione di regolazione delle pompe di sollevamento senza alcuna copertura relativa ad eventuali fenomeni di sfasamento, transitori o disservizi anche parziali. Il volume esistente garantisce, infatti, la copertura dell'esercizio per un periodo massimo di circa 30 minuti.

La condotta adduttrice, a servizio del I lotto, ha origine dalla vasca di carico e si sviluppa in direzione N-E per 11.163 m, con DN decrescenti dal DN 1000 al 500 mm.

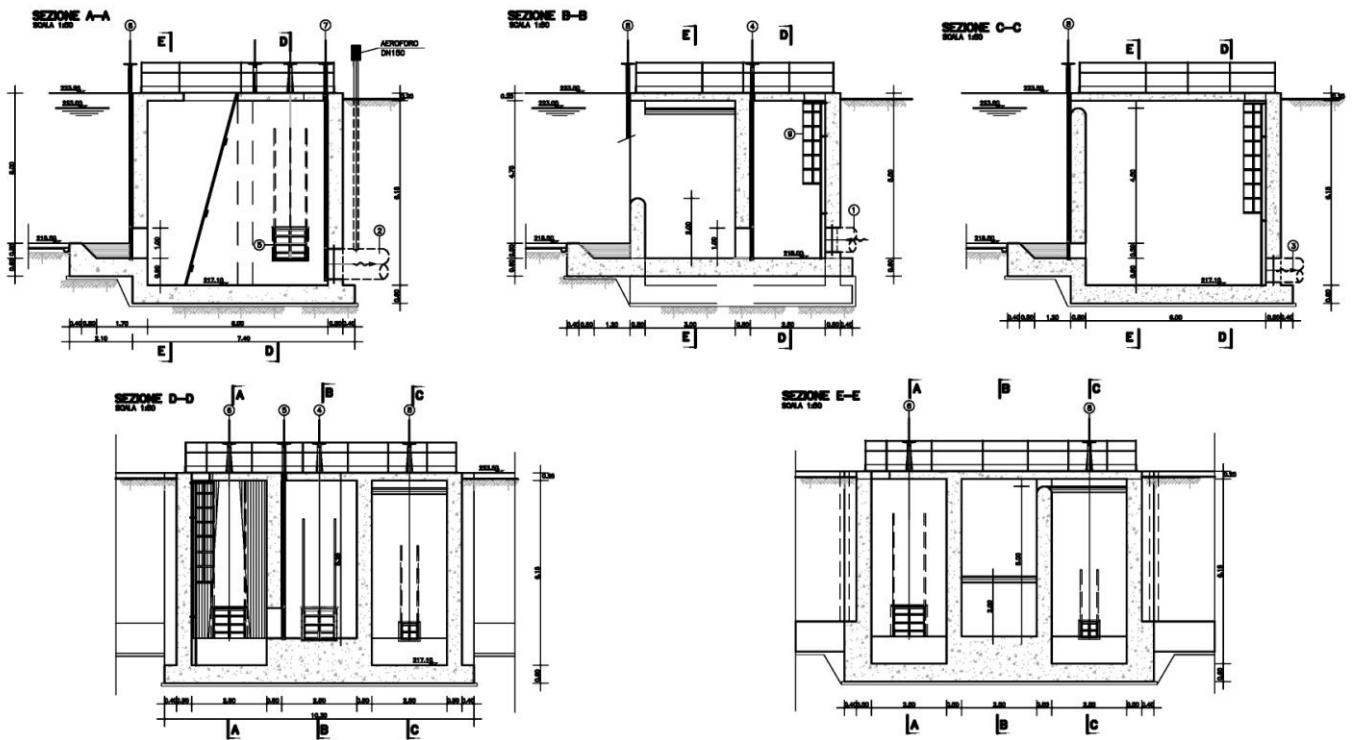


Pianta manufatto di disconnessione/regolazione

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

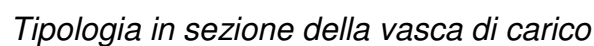
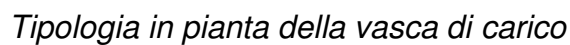
"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo

Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto



Sezioni manufatto di disconnessione/regolazione

“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto



3 NORMATIVA APPLICATA

Il progetto è realizzato in conformità alle Norme Tecniche Italiane vigenti, in particolare:

3.1 Leggi e Decreti

- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086:**

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

- **Legge 2 Febbraio 1974 n. 64:**

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

- **Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008:**

Norme Tecniche per le Costruzioni (NTU), pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.

- **O.P.C.M. 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, G. U. n. 105 del 08 Maggio 2003.

- **Circolare sulle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14/01/2008:**

Prescrizioni applicative, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 Febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27;

3.2 Normative, prescrizioni di riferimento, Leggi Regionali e Normative europee

- **Deliberazione n. 408 del 19 Dicembre 2003 della Regione Siciliana:**

Individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche ed adempimenti connessi al recepimento ed attuazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003, n. 3274.

- **Eurocodici 2, 3, 7 e 8**

- **EUROPEAN PRESTANDARD, ENV 1998-4:**

Design of structures for earthquake resistance Part 4: Silos, tanks and pipelines, CEN, 1998.

Ove, come previsto dal Capitolo 12 delle NTC, le stesse garantiscono livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle stesse NTC.

4 MATERIALI IMPIEGATI

4.1 Strutture in cemento armato

I materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture sono quelli descritti nelle specifiche tecniche contenute al cap. 11.1, 11.2 e 11.3 del NTU ed in accordo, per ciò che concerne l'eventuale uso di prodotti in calcestruzzo, con le Norme UNI EN206-1:2006 e UNI 11104:2004.

In particolare, per il calcestruzzo cementizio armato costituente:

FONDAZIONI ED ELEMENTI INTERRATI

Classe di resistenza: Il calcestruzzo utilizzato dovrà essere di tipo: **C28/35** con resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni non inferiore a: $f_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$;

Classe di esposizione per la corrosione: Tipo: XC2;

Acciaio da cemento armato: Acciaio tipo **B450C**, Con resistenza allo snervamento non inferiore a $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$.

TRAVI, PILASTRI E SOLETTA DI IMPALCATO

Classe di resistenza: Il calcestruzzo utilizzato dovrà essere di tipo: **C28/35** con resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni non inferiore a: $f_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$;

Classe di esposizione per la corrosione: Tipo: XC2;

Acciaio da cemento armato: Acciaio tipo **B450C**, Con resistenza allo snervamento non inferiore a $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$.

Si riporta per maggior completezza e per confronto la lista completa delle norme UNI EN 206 – 2006 e UNI 11104:2004 con le 6 classi di esposizione per il calcestruzzo strutturale:

- **Assenza di rischio di corrosione dell'armatura - X0**
- **Corrosione delle armature indotta da carbonatazione:**
 1. XC1 - asciutto o permanentemente bagnato: $a/c_{max} = 0.60$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 300; minima classe di resistenza: C25/30
 2. XC2 - bagnato, raramente asciutto: $a/c_{max} = 0.60$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 300; minima classe di resistenza: C25/30

3. XC3 - umidità moderata: $a/c_{\max} = 0.55$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 320; minima classe di resistenza: C28/35
 4. XC4 - ciclicamente asciutto e bagnato: $a/c_{\max} = 0.50$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 340; minima classe di resistenza: C32/40
- **Corrosione delle armature indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare:**
 1. XD1 - umidità moderata: $a/c_{\max} = 0.55$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 320; minima classe di resistenza: C28/35
 2. XD2 - bagnato, raramente asciutto: $a/c_{\max} = 0.50$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 340; minima classe di resistenza: C32/40
 3. XD3 - ciclicamente bagnato e asciutto: $a/c_{\max} = 0.45$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 360; minima classe di resistenza: C35/45
 - **Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare:**
 1. XS1 - esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare: $a/c_{\max} = 0.45$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 340; minima classe di resistenza: C32/40
 2. XS2 - permanentemente sommerso: $a/c_{\max} = 0.45$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 360; minima classe di resistenza: C35/45
 3. XS3 - zone esposte agli spruzzi o alla marea: $a/c_{\max} = 0.45$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 360; minima classe di resistenza: C35/45
 - **Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti:**
 1. XF1 - moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante: $a/c_{\max} = 0.50$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 320; minima classe di resistenza: C32/40
 2. XF2 - moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante: $a/c_{\max} = 0.50$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 340; minima classe di resistenza: C25/30
 3. XF3 - elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante: $a/c_{\max} = 0.50$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 340; minima classe di resistenza: C25/30
 4. XF4 - elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare: $a/c_{\max} = 0.45$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 360; minima classe di resistenza: C28/35

- **Attacco chimico (da parte di acque del terreno e acque fluenti):**

1. XA1 - ambiente chimicamente debolmente aggressivo (UNI EN 206-1): $a/c_{\max} = 0.55$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 320; minima classe di resistenza: C28/35
2. XA2 - ambiente chimicamente moderatamente aggressivo (UNI EN 206-1): $a/c_{\max} = 0.50$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 340; minima classe di resistenza: C32/40
3. XA2 - ambiente chimicamente fortemente aggressivo (UNI EN 206-1): $a/c_{\max} = 0.45$; dosaggio minimo di cemento (kg/m^3) = 360; minima classe di resistenza: C35/45.

Le classi di resistenza minime (N/mm^2) sono espresse con due valori, riferiti il primo a provini cilindrici di diametro 150 mm ed altezza 300 mm (f_{ck}) e il secondo a provini cubici di spigolo pari a 150 mm (R_{ck}).

In letteratura, la classe di esposizione ambientale viene indicata con D_{ck} , in analogia alla classe di resistenza che viene comunemente indicata con R_{ck} .

4.1.1 Classe di consistenza raccomandata

Classe di consistenza raccomandata **S3** (fluida prospetto IV, norma UNI 9858), adoperando nel dosaggio idonei fluidificanti, di tipo melamminico, approvati dalla D.L.

4.1.2 Caratteristiche dell'impasto

Acqua

L'acqua dovrà essere dolce, limpida e scevra da qualunque tipo di impurità che la renda non idonea all'impiego.

Leganti idraulici

Essi dovranno essere conservati in modo da restare perfettamente riparati dall'umidità.

Inerti: ghiaia, pietrisco e sabbia

Le ghiaie, i pietrischi e le sabbie dovranno essere scevri da sostanze terrose, polverulenti, organiche e comunque dannose, dovranno essere ben assortiti in grossezza

e costruiti da grani resistenti e non gelivi, provenienti da rocce compatte, non gessose ne decomposte.

Inerti in quattro classi granulometriche ed in curva granulometrica continua di Blomey, con diametro massimo degli inerti pari a 25 mm, comunque compatibile con l'interferro minimo di progetto.

4.2 Opere in carpenteria metallica

Saranno adottati acciai con valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} come riportato nella seguente tabella:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Con zincatura a caldo, se prevista, conforme Norme CEI 7-6.

4.2.1 Bulloni

E' previsto l'impiego di bulloni ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alla normativa UNI EN ISO 898-1:2001 e per quelle dei dati alla UNI EN 20898-2:1994).

Per quanto riguarda le rosette, queste dovranno essere in acciaio del tipo C50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto, conformi alla UNI EN 14399:2005 parti 5 e 6).

Con le caratteristiche resistenziali della seguente tabella:

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

4.2.2 Saldature

Se previste, le saldature dovranno essere a cordone d'angolo, manuali ad arco, realizzate con l'impiego di elettrodi rivestiti, rispondenti alla UNI 5132:1994 e del tipo E44 di classe 4b. L'aspetto delle saldature dovrà essere regolare e non presentare bruschi disavviamenti con il metallo di base. Se non diversamente specificato, I cordoni di

saldatura si intendono estesi a tutto il perimetro degli elementi da collegare. Lo spessore A del cordone di saldatura sarà pari a:

$A > 0.7 S_{min}$, dove S_{min} è lo spessore minimo degli elementi da collegare.

Tutte le saldature dovranno essere eseguite in stabilimento prima del trattamento protettivo di zincatura; dovranno essere rispondenti inoltre, ai criteri riportati nella normativa UNI EN 10025-5:2005.

4.2.3 Zincature

Se previste, si effettuerà la zincatura a caldo in accordo con la norma UNI 574, e successivi aggiornamenti: tale zincatura avverrà attraverso immersioni in bagno di zinco fuso del tipo di cui alla norma UNI 2013, previa esecuzione dei prescritti bagni di decapaggio; lo spessore di ricoprimento medio (Norme UNI 5741, UNI 5742, UNI 5743, UNI 5745, ISO/R 1460/70), sarà di $80\mu m$ corrispondenti a $600 g/m^2$ di zinco. Lo zinco fuso del bagno dovrà essere di prima fusione, con purezza non minore dello zinco Zn A 98.25 UNI 2013. Lo strato di zinco dovrà presentarsi uniforme e dovrà essere esente da incrinature, scaglie scorie ed analoghi difetti, senza macchie nere, resistente all'usura ed alle sollecitazioni derivanti dal normale ciclo tecnologico e dalle normali condizioni d'impiego. Gli elementi tubolari dovranno essere zincati anche internamente e dovrà essere assicurato un adeguato scarico dello zinco dall'elemento. Lo zinco dovrà aderire tenacemente alla superficie del metallo di base: dopo la zincatura non si dovranno effettuare ulteriori operazioni di finitura a mezzo di utensili, ad eccezione della filettatura dei dadi. I colletti filettati ed i bulloni non dovranno subire deformazioni od alterazioni delle caratteristiche meccaniche.

Eventuali ripristini della zincatura in zone di modesta estensione, danneggiate durante le operazioni di movimentazione, saranno eseguiti con idoneo zincate “a freddo” (vernici a base di zinco inorganici composte da polimeri inorganici e zinco metallico) da applicarsi mediante pennello previa preparazione delle superfici da trattare.

4.2.4 Ancoraggi chimici

Se previsti, il carico di progetto non dovrà eccedere quello riportato dal Catalogo Tecnico del fornitore. Nei casi di incertezze sulle caratteristiche dei materiali esistenti e/o sulla corretta modalità di posa in opera, sarà onere del fornitore provvedere ad eseguire delle prove in sito.

Tali prove dovranno essere effettuate in accordo con le prescrizioni della ditta fornitrice e su di un numero minimo di 3 (tre) ancoraggi; il carico di rottura dovrà risultare superiore 1.5 volte il carico di progetto.

In particolare, per l'opera in oggetto saranno utilizzati i seguenti materiali:

- Membrature principali: S275 (UNI EN 10025-2)
- Piastrame: S275 (UNI EN 10025-2)
- Strutture secondarie: S235 (UNI EN 10025-2)
- Bulloni: CLASSE 8.8

5 CARICHI AGENTI

Per ciò che concerne le azioni applicate alle strutture sono stati considerati i carichi di seguito riportati:

5.1 Carichi permanenti

5.1.1 Peso proprio

Per la valutazione del peso proprio si considera un peso specifico del calcestruzzo cementizio armato di:

- Peso c.a.: 25.0 kN/m^3
- peso acciaio da carpenteria: 78.5 kN/m^3
- Peso specifico laterizio da tamponatura: 18.5 kN/m^3

5.1.2 carichi permanenti non strutturali

- $G_{1,m}$ - grigliato per camminamenti: 0.60 kN/m^2
- $G_{1,M}$ - ringhiera e piccoli impianti: 1.00 kN/m
- Peso medio solaio comprensivo di impermeabilizzazione e di massetto pendenze ($s=25 \text{ cm}$): 8.5 kN/m^2 ;

5.2 Carichi variabili

5.2.1 Carichi relative alla spinta dell'acqua

E' previsto un'azione di massa della acqua all'interno del pozzetto con andamento triangolare sulle pareti e costante sul fondo per una densità di riferimento di:

- $Q_{1,H_2O} = 10.0 \text{ kN/m}^3$.

5.2.2 Carichi accidentali

- $Q_{1,m}$ - carico relativo alla manutenzione su tutti i grigliati: 1.00 kN/m^2 ;
- $Q_{1,a}$ - carico relativo alla manutenzione su tutte le coperture: 2.00 kN/m^2 ;
- $Q_{1,M}$ - carico mobile su tutte le superfici carrabili: 5.00 kN/m^2 ;
- $Q_{1,a}$ - carico uniformemente distribuito su tutte le solette: 5.00 kN/m^2 ;
- Carico accidentale uniformemente a tergo muro: 5.0 kN/m^2 ;
- Carico orizzontale uniformemente distribuito sui parapetti: 2.0 kN/m (posto a 1.2 m dalla quota di calpestio).

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

Dove non espressamente indicato le azioni saranno dedotte dalla tabella 6.1.II del D.M. 14.01.2008, in funzione della destinazione d'uso.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 —	1,20 —	1,00 —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

5.2.1 Spinta del terreno

Per definire l'azione di spinta del terreno ($G_{1,t}$), agente a tergo degli elementi di confinamento, si è fatto riferimento alla campagna di indagini geognostiche eseguita, in particolare, considerando la quota 0.00 quella coincidente con il piano di campagna.

Il coefficiente di spinta viene calcolato in condizioni di spinta a riposo utilizzando la formula:
 $K_0 = 1 - \sin \Phi$.

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni, la spinta sarà applicata al piedritto di destra e di sinistra tenendo presente un possibile sbilanciamento secondo le seguenti combinazioni:

	Sx	Dx
C1	1	0.6
C2	0.6	0.6
C3	1	1

Per quanto concerne le condizioni geologiche e la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'opera, si è fatto riferimento alla relazione geologica e geotecnica di Elab. B.01 e B.03, rispettivamente, del presente progetto.

Cautelativamente le spinte del terreno sono state ottenute massimizzando gli effetti, ovvero scegliendo i parametri più conservativi in assoluto tra quelli riportati nella relazione geologica, ovvero considerando il semispazio geomeccanico proprio del terreno di *Ghiaia, Sabbia e Livelli limosi GS/SGL*, avendo pertanto, la certezza di non avere condizioni peggiori.

Si ha:

- Peso dell'unità di volume pari a 19 kN/m³;
- Coesione efficace pari a 0 kPa;
- Angolo d'attrito in termini di pressioni effettive pari a 30°.

5.2.2 Azione della neve

Il carico distribuito della neve (Q_{neve}) agente sulla soletta dell'impalcato, riferito alla proiezione orizzontale della superficie, sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

$\mu_i = 0.8$: coeff. di forma come da Normativa per le verifiche globali

$$C_E = 1$$

$$C_t = 1$$

essendo:

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.8)$$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.9)$$

32

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.10)$$

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.11)$$

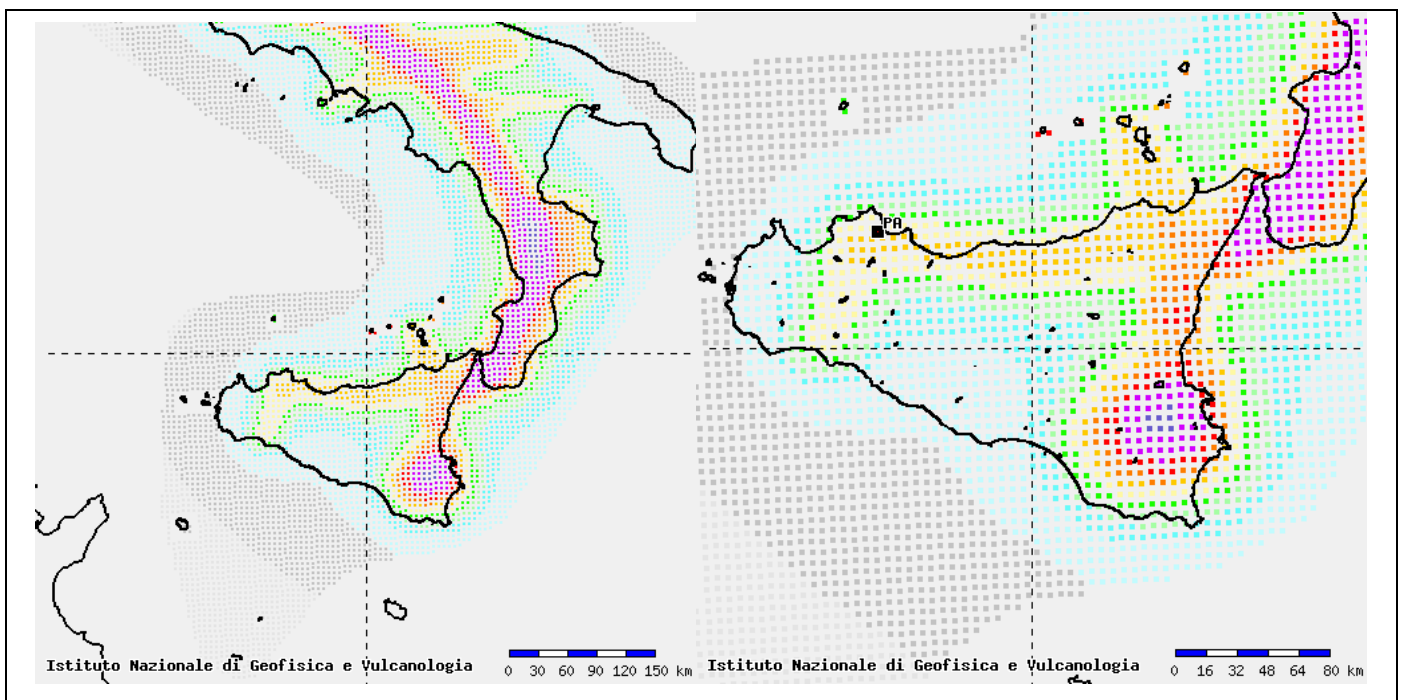
Pertanto, valutando come parametri di riferimento i più cautelativi dei comuni considerati, il valore finale risulta pari a 0.50 kN/m².

6 AZIONI SISMICHE

6.1 Caratterizzazione sismogenetica

Secondo la zonazione attualmente in vigore (Deliberazione n. 408 del 19/12/2003), i comuni siciliani interessati dalle opere in oggetto ricadono all'interno della zona sismica 2. La distribuzione e caratterizzazione delle zone sismogenetiche riconosciute è tradotta in una carta di pericolosità sismica valida su tutto il territorio nazionale.

In base alle Leggi vigenti in materia di Normativa sulle costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008, pubblicato nella G.U. del 4 Febbraio 2008, il sito ricade nella mappatura sismica Italiana così come definita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).



Mappe sismiche per accelerazione

6.2 Calcolo dell'azione sismica

La verifica sismica della struttura è condotta assumendo i coefficienti in conformità alla Normativa vigente ed in particolare mediante la formula spettrale di seguito riportata:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Dove, per il sito in esame il periodo di ritorno è dato dall'espressione:

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

In base alle Leggi vigenti in materia di Normativa sulle costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008, pubblicato nella G.U. del 4 Febbraio 2008, il sito ricade nella mappatura sismica Italiana così come definita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

Considerando il tipo di intervento si adotteranno i seguenti parametri di azione e vita utile, già esposti al capitolo 1:

V_N = 50 anni: vita nominale delle opere;

C_U = 1.5;

V_R = 75 anni: periodo di riferimento per l'azione sismica.

I valori dei parametri p (a_g , F_o , T_c^*) di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto vengono calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

$$p = \sum_{(i=1..4)} [p_i / d_i] / \sum_{(i=1..4)} [1 / d_i]$$

nella quale:

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

p = valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i = valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i = distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

Altrimenti i parametri possono essere dedotti attraverso una ricerca per comune o municipio; è prassi utilizzare i valori più conservativi ottenuti dalle ricerche effettuate.

Per le opere in oggetto si adotteranno, pertanto, i parametri sismici più cautelativi tra quelli relativi ai comuni interessati agli interventi in oggetto, ovvero per i comuni di Partinico e Borgetto in Provincia di Palermo.

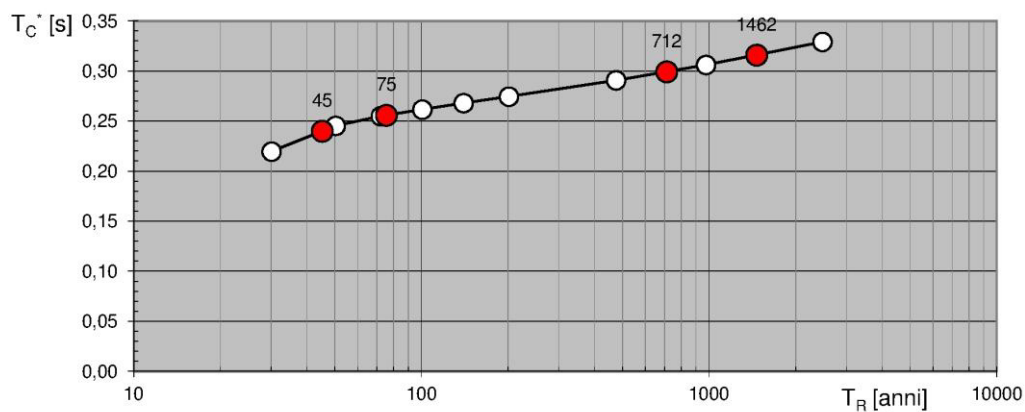
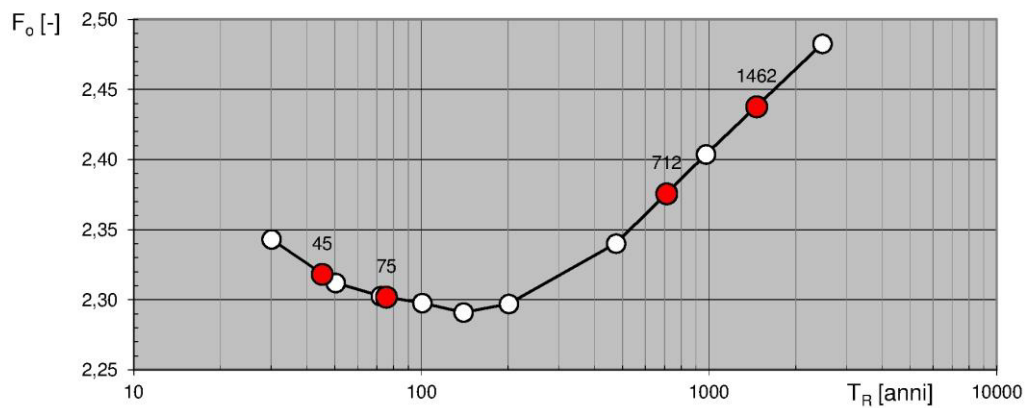
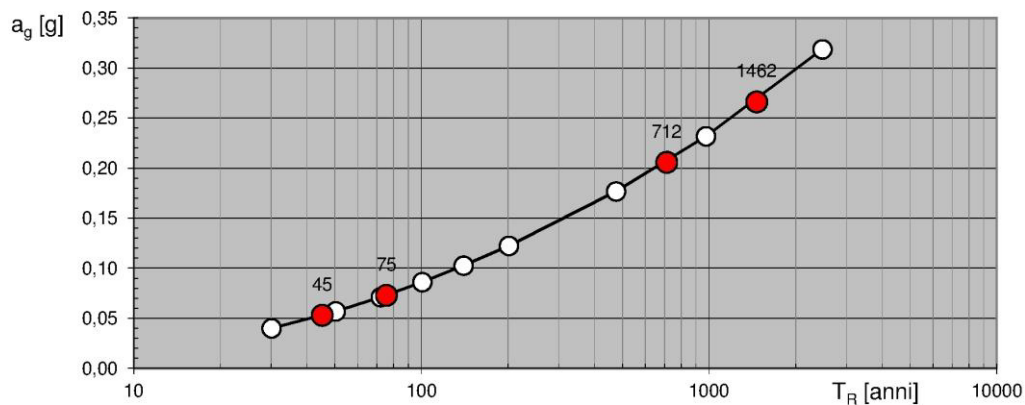
In definitiva si ha che l'azione sismica maggiore si ottiene nel Comune di Borgetto, che fornisce:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,053	2,318	0,240
SLD	75	0,073	2,302	0,256
SLV	712	0,206	2,376	0,299
SLC	1462	0,266	2,438	0,316

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

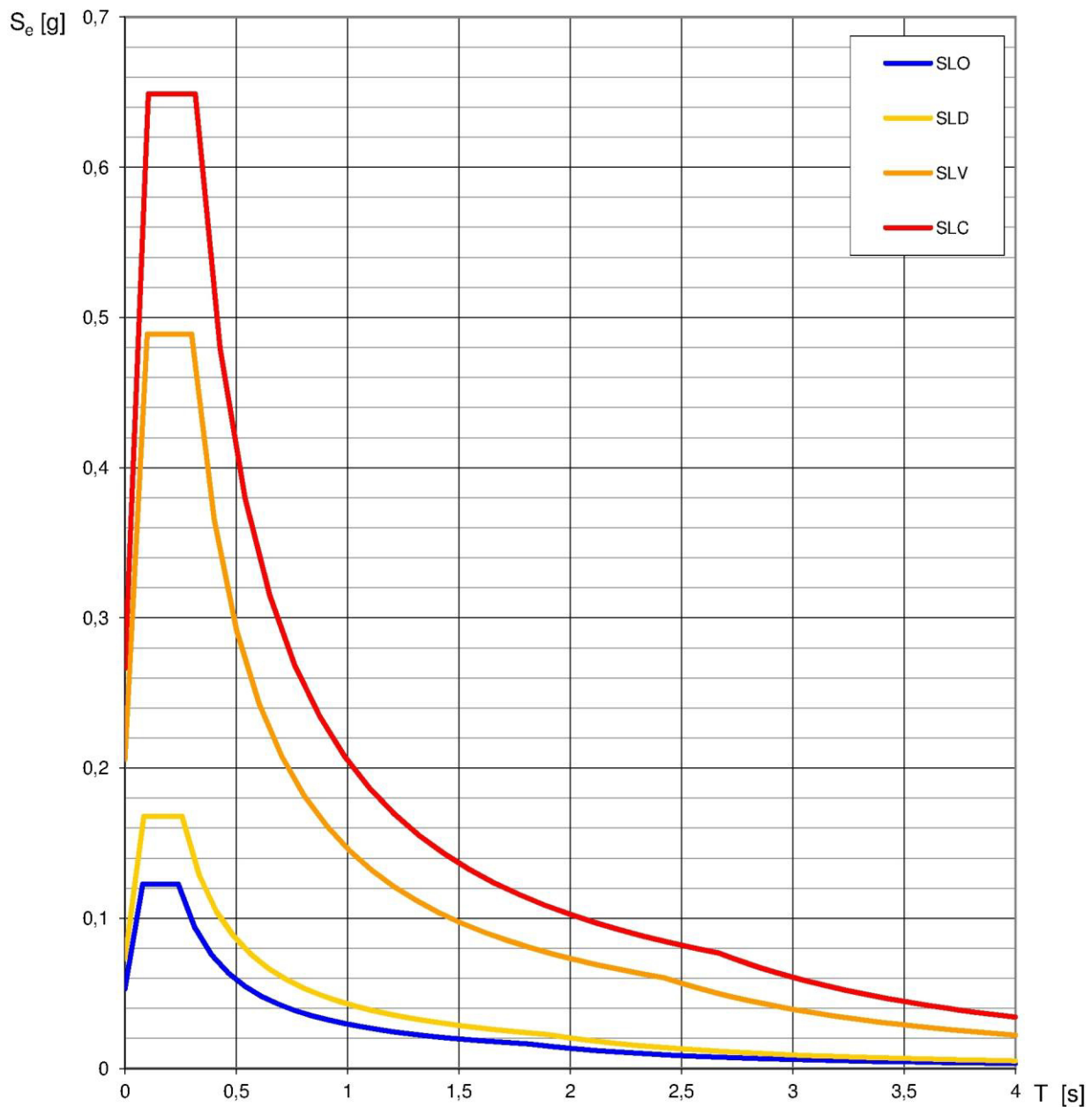
"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



Ne discende la forma dei seguenti spettri elastici per gli scenari di verifica considerati:

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



7 SPETTRI SISMICI DI RISPOSTA

7.1 Calcolo fattore di struttura

Per la determinazione del coefficiente di struttura q sono stati adoperate le metodiche riportate al paragrafo 7.4.3.2 delle Norme Tecniche per le costruzioni.

Considerata l'importanza del suddetto parametro ai fini delle sollecitazioni di verifica, questo sarà scelto adottando il criterio della massima sicurezza, inviluppando tutte le prescrizioni in materia.

In particolare, le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- **Strutture a telaio**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale.
- **Strutture a pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale. Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili (“travi di accoppiamento”) distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.
- **Strutture miste telaio-pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti.
- **Strutture deformabili torsionalmente**, composte da telai e da pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione:

$$r/l_s > 0.8$$

nella quale: r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano ('torsional radius')

$$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \text{ (L e B dimensioni in pianta dell'edificio)}$$

- **Strutture a pendolo inverso**, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale. Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo (tipico di strutture prefabbricate).
- **Struttura a pareti estese debolmente armate**, se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a TC, e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4.0 m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

In definitiva il fattore di struttura è pari a:

$$q = q_0 K_W K_R$$

dove:

$K_W = 1,00$ per telai e sistemi accoppiati equiv. a telai

$K_W = (1 + \sum h_{wi} / \sum l_{wi}) / 3 \leq 1$ ($\geq 0,5$) per sistemi a pareti, sistemi accoppiati equiv. a pareti, e strutture a nucleo, dove h_{wi} e l_{wi} sono, rispettivamente, l'altezza e la dimensione in pianta prevalente delle pareti

In definitiva, considerando che si ricade nella tipologia **Strutture a pareti**, con i parametri della seguente tabella:

Tipologia	q_0	
	CD"R"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Si ha:

$$q_0 = 3 \times 1.0 = \mathbf{3.0}$$

Ai fini della regolarità dell'opera, in base al punto 7.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008, si evince che le opere analizzate nella loro generalità presentano:

Regolarità in pianta:

- a) le configurazioni strutturali non sono simmetriche;
- b) le dimensioni inscrivono un rettangolo con un rapporto inferiore a 4
- c) le dimensioni presentano rientri o sporgenze superiori al 25%;
- d) gli orizzontamenti sono considerabili rigidi ed adeguatamente resistenti.

Regolarità in altezza:

- e) i requisiti di regolarità in altezza non sono rispettati

Sarà adottato un coefficiente di riduzione del coefficiente di struttura pari a $K_R=0.8$.

Pertanto, per la struttura in esame, per le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV), si adotterà un coefficiente di riduzione dello spettro elastico pari a: $q=3.0 \times 1.0 \times 0.8=2.40$, che verrà ulteriormente ridotto ad un coefficiente di struttura, effettivamente adoperato nei calcoli, pari a: $q_0=1.5$.

7.2 Spettri di progetto

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra-resistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nel paragrafo precedente, assumendo, comunque $S_d(T) > 0.2a_g$.

7.2.1 Amplificazioni topografiche e stratigrafiche

Lo spettro elastico sarà relativizzato alle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del terreno in esame, per tener conto dei fenomeni di amplificazione locale di tipo microsismico, per le seguenti categorie di sottosuolo:

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Mentre, per condizioni topografiche si farà riferimento a:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Ed in definitiva le caratteristiche locali si sintetizzano nel parametro di amplificazione S , pari a:

$$S = S_S \cdot S_T$$

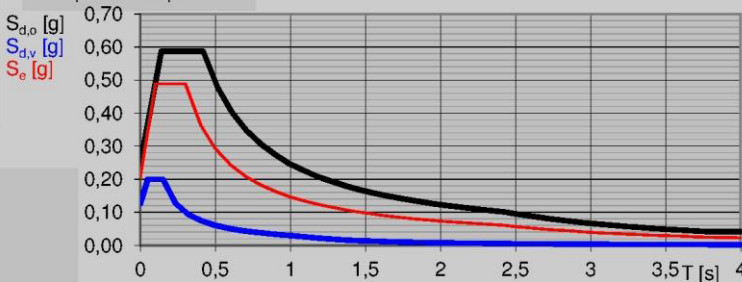
In conformità con la Relazione Geologica, che individua per il terreno in esame un suolo di **tipo B** ed un valore $S_T=1$.

Di seguito saranno riportate le forme spettrali ed i parametri caratteristici degli spettri di progetto negli scenari di verifica SLD ed SLV ($h-v$), calcolati mediante una routine xls, di cui si riporta un estratto qualitativo.

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo

Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

Stato Limite	
Stato Limite considerato	SLV ▼ info
Risposta sismica locale	
Categoria di sottosuolo	B ▼ info
Categoria topografica	T1 ▼ info
$S_S =$	1,200
$C_C =$	1,400 info
$h/H =$	1,000
$S_T =$	1,000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)	
Compon. orizzontale	
☒ Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento ξ (%) 5
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore q_o 1,5
	$\eta =$ 1,000 info
	Regol. in altezza sì ▼ info
Compon. verticale	
Spettro di progetto	Fattore q 1,5
	$\eta =$ 0,667 info
Elaborazioni	
Grafici spettri di risposta	→
Parametri e punti spettri di risposta	→
Spettri di risposta	
$S_{d,o}$ [g] $S_{d,v}$ [g] S_e [g]	
— Spettro di progetto - componente orizzontale — Spettro di progetto - componente verticale — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)	

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,073 g
F_o	2,302
T_C^*	0,256 s
S_S	1,200
C_C	1,445
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,123 s
T_C	0,369 s
T_D	1,892 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,088
$T_B \leftarrow$	0,123	0,201
$T_C \leftarrow$	0,369	0,201
	0,442	0,168
	0,514	0,145
	0,587	0,127
	0,659	0,113
	0,732	0,102
	0,804	0,093
	0,877	0,085
	0,949	0,078
	1,022	0,073
	1,094	0,068
	1,167	0,064
	1,239	0,060
	1,312	0,057
	1,384	0,054
	1,457	0,051
	1,529	0,049
	1,602	0,046
	1,674	0,044
	1,747	0,043
	1,819	0,041
$T_D \leftarrow$	1,892	0,039
	1,992	0,035
	2,093	0,032
	2,193	0,029
	2,293	0,027
	2,394	0,025
	2,494	0,023
	2,595	0,021
	2,695	0,019
	2,795	0,018
	2,896	0,017
	2,996	0,016
	3,096	0,015
	3,197	0,014
	3,297	0,013
	3,398	0,012
	3,498	0,012
	3,598	0,011
	3,699	0,010
	3,799	0,010
	3,900	0,009
	4,000	0,009

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0,027 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,839
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,027
$T_B \leftarrow$	0,050	0,041
$T_C \leftarrow$	0,150	0,041
	0,235	0,026
	0,320	0,019
	0,405	0,015
	0,490	0,012
	0,575	0,011
	0,660	0,009
	0,745	0,008
	0,830	0,007
	0,915	0,007
$T_D \leftarrow$	1,000	0,006
	1,094	0,005
	1,188	0,004
	1,281	0,004
	1,375	0,003
	1,469	0,003
	1,563	0,003
	1,656	0,002
	1,750	0,002
	1,844	0,002
	1,938	0,002
	2,031	0,001
	2,125	0,001
	2,219	0,001
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,000
	3,625	0,000
	3,719	0,000
	3,813	0,000
	3,906	0,000
	4,000	0,000

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,206 g
F_o	2,376
T_c^*	0,299 s
S_s	1,200
C_c	1,400
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,667
T_B	0,140 s
T_C	0,419 s
T_D	2,423 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,247
$T_B \leftarrow$	0,140	0,391
$T_C \leftarrow$	0,419	0,391
	0,514	0,319
	0,610	0,269
	0,705	0,232
	0,801	0,205
	0,896	0,183
	0,992	0,165
	1,087	0,151
	1,183	0,139
	1,278	0,128
	1,373	0,119
	1,469	0,112
	1,564	0,105
	1,660	0,099
	1,755	0,093
	1,851	0,089
	1,946	0,084
	2,042	0,080
	2,137	0,077
	2,232	0,073
	2,328	0,070
$T_D \leftarrow$	2,423	0,068
	2,498	0,064
	2,574	0,060
	2,649	0,057
	2,724	0,054
	2,799	0,051
	2,874	0,048
	2,949	0,046
	3,024	0,043
	3,099	0,041
	3,174	0,041
	3,249	0,041
	3,324	0,041
	3,399	0,041
	3,474	0,041
	3,550	0,041
	3,625	0,041
	3,700	0,041
	3,775	0,041
	3,850	0,041
	3,925	0,041
	4,000	0,041

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,126 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,455
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,126
$T_B \leftarrow$	0,050	0,200
$T_C \leftarrow$	0,150	0,200
	0,235	0,127
	0,320	0,094
	0,405	0,074
	0,490	0,061
	0,575	0,052
	0,660	0,045
	0,745	0,040
	0,830	0,036
	0,915	0,033
$T_D \leftarrow$	1,000	0,030
	1,094	0,025
	1,188	0,021
	1,281	0,018
	1,375	0,016
	1,469	0,014
	1,563	0,012
	1,656	0,011
	1,750	0,010
	1,844	0,009
	1,938	0,008
	2,031	0,007
	2,125	0,007
	2,219	0,006
	2,313	0,006
	2,406	0,005
	2,500	0,005
	2,594	0,004
	2,688	0,004
	2,781	0,004
	2,875	0,004
	2,969	0,003
	3,063	0,003
	3,156	0,003
	3,250	0,003
	3,344	0,003
	3,438	0,003
	3,531	0,002
	3,625	0,002
	3,719	0,002
	3,813	0,002
	3,906	0,002
	4,000	0,002

precedenti azioni si considerano agenti sulle componenti in cemento armato dell'opera.

Per valutare l'azione sismica agente sul terreno spingente sulla struttura si adotteranno le formulazioni contenute in 7.11.6 e 7.11.7 delle NTC.

Nell'analisi pseudo-statica relativa all'azione della sovraspinta delle terre, l'azione sismica è rappresentata da una forza equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima

g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima può essere valutata con:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Mentre i valori di β_m , saranno ricavati da:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

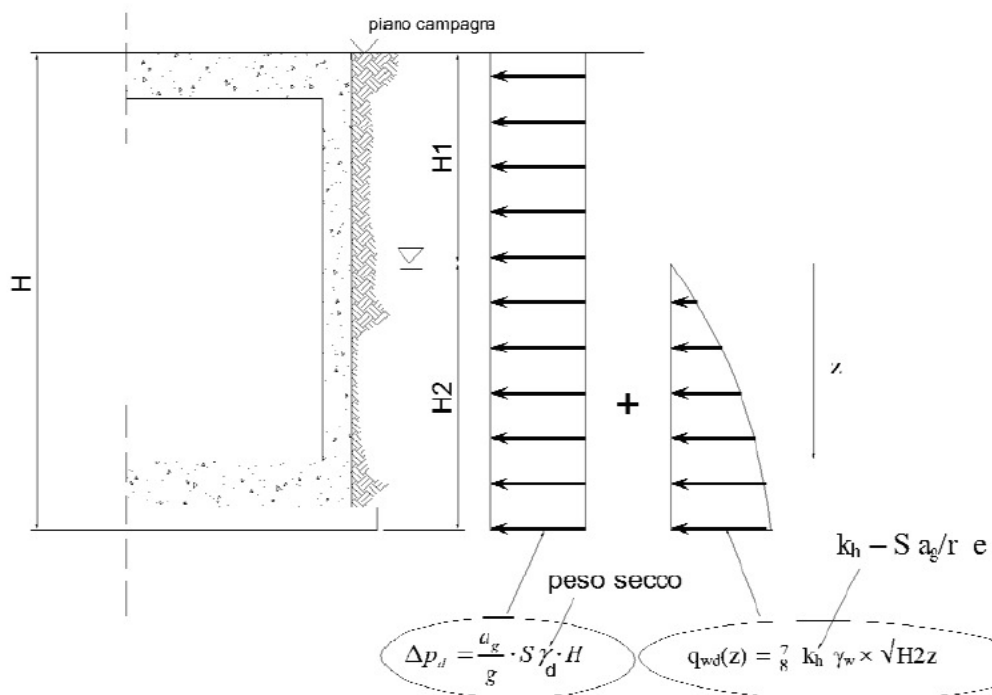
L'incremento di spinta sismico è stato valutato con la teoria di Mononobe-Okabe.

Per ciò che concerne la spinta dell'acqua, si applica un carico sismico equivalente costituito sull'altezza dell'acqua e pari a:

$$\Delta P = + \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

L'incremento di spinta viene applicato come una distribuzione $q_{wd}(z)$:

$$q_{wd} = \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \sqrt{H_2 \cdot z}$$



8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Nella logica delle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti relazioni combinatorie per l'analisi della struttura in condizioni non sismiche:

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

dove i carichi di tipo G rappresentano le azioni dei pesi propri e dei carichi permanenti, i carichi di tipo Q le azioni prodotte dai sovraccarichi, dalla neve, dal vento e dalla temperatura.

In particolare:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

per gli SLU.

Per gli SLE:

combinazioni rare:

$$F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazioni frequenti:

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

Dove i coefficienti parziali inglobano gli eventuali coefficienti di modello.

Per le combinazioni sismiche per gli SLU ed SLD:

$$\gamma_I \cdot E + G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I coefficienti γ , sono quelli riportati nella seguente tabella:

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo

Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Dove:

EQU per le verifiche di equilibrio globale;

STR per le verifiche strutturali delle membrature;

GEO per le verifiche geotecniche di resistenza del terreno.

Per le analisi sismiche si adotterà la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove i carichi di tipo G rappresentano le azioni dei pesi propri e dei carichi permanenti, i carichi di tipo E sono le azioni sismiche mentre le azioni prodotte dai sovraccarichi, dalla neve, dal vento e dalla temperatura, sono posti pari a zero.

Ai fini della verifica della portanza del terreno, tenendo conto dei parametri caratteristici elaborati in base al tipo di approccio di verifica mediante la seguente tabella:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

si otterranno i seguenti approcci:

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Con le resistenze calcolate mediante la:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Per le analisi sismiche si adotterà la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove i carichi di tipo G rappresentano le azioni dei pesi propri e dei carichi permanenti, i carichi di tipo E sono le azioni sismiche mentre le azioni prodotte dai sovraccarichi sono fattorizzati di un coefficiente di correlazione che discende dall'applicazione della seguente tabella:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Al fine di investigare l'azione sismica nella variabilità direzionale del moto la successione combinatoria dell'azione è ottenuta dalla rotazione tra le direzioni orizzontali e la verticale, ove essa è richiesta:

$$E_x = 100\%E_x + 30\%E_y + 30\%E_z^*$$

$$E_y = 30\%E_x + 100\%E_y + 30\%E_z^*$$

$$E_z = 30\%E_x + 30\%E_y + 100\%E_z^*$$

8.1 Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

- c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

I momenti che tendono le fibre inferiori o lato interno dell'elemento sono positivi.

Gli sforzi assiali di compressione sono positivi.

Per la verifica a fessurazione i valori limite di apertura caratteristica delle fessure indicati dalla normativa sono i seguenti:

- Sezioni a contatto con terreno in ambiente mediamente aggressivo: $w_k=0.2$ mm
- Sezioni non a contatto con terreno in ambiente mediamente aggressivo: $w_k=0.1$ mm

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

8.2 Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella 6.1.II del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

9 SCHEMA DI CALCOLO E ANALISI SOLLECITATIVA

Per le varie simulazioni del comportamento strutturale sono state utilizzate modellazioni articolate di elementi monodimensionali di tipo *frame* ed elementi bidimensionali di tipo *shell*, di opportuna sezione e rigidezza.

Le azioni di massa verticale sono state valutate tramite un moltiplicatore dei pesi proporzionale alla accelerazione di gravità.

Le azioni prodotte dai carichi distribuiti e mobili, compresa la frenatura, sono state ottenute mediante l'applicazione di carichi concentrati e/o ripartiti posizionati sull'estradosso degli elementi simulanti l'impalcato.

Le coazioni dovute alla temperatura sono state considerate attribuendo un gradiente uniforme agli elementi del modello.

Le azioni del vento vengono schematizzate come carichi distribuiti, rapportati alla striscia di influenza, ed agenti sugli elementi direttamente investiti.

Le forzanti sismiche vengono assegnate, sia inserendo un adeguato moltiplicatore delle masse strutturali, sia fornendo un carico distribuito o puntuale proporzionale alla porzione di masse gravante sull'elemento.

L'interazione terreno struttura è stata modellata mediante l'utilizzo di un letto di molle al di sotto delle piastre simulanti la fondazione.

Il valore della costante elastica verticale è stata posta cautelativamente pari a 10000 kN/m^3 .

Comunque, al fine di massimizzare gli effetti sollecitativi, l'area legata al reale coefficiente elastico del sottosuolo viene limitata considerando un'ulteriore modellazione che interpreta le fondazioni di base perfettamente incastrate al terreno.

Le sollecitazioni di verifica saranno quelle prodotte dall'involuppo dei risultati.

Ai fini dell'analisi sismica, gli effetti sono stati valutati attraverso un'analisi modale con spettro di risposta o attraverso un'analisi statica equivalente, involupando i risultati.

Per eccitare la maggior percentuale di massa possibile, l'analisi modale è stata inoltrata sino al modo di vibrare che consente di eccitare una percentuale di masse superiore al 90% nelle tre direzioni.

I valori del modulo elastico per le opere in c.a. è posto pari a $E=31 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, mentre il coefficiente di Poisson ν è pari a 0.15 ed $\alpha=1.0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Saranno approntati i seguenti modelli:

- un modello tridimensionale ad elementi frame e shell del manufatto di disconnessione/regolazione della vasca di carico in C.da Baronìa.

9.1 Software di calcolo

Per il calcolo basato sulla metodica degli elementi finiti è stato utilizzato un opportuno codice f.e.m. Sap2000, prodotto dalla: Computers and Structures, Inc.1995 University Avenue, Berkeley, California 94704, il cui solutore è ampiamente testato da svariati anni di utilizzo professionale ed accademico essendo nato come evoluzione del già noto programma agli elementi finiti SAP90 e sviluppato dal Dr. Edward L.Wilson (University of California Berkeley).

Tale programma, essendo un'evoluzione del SAP90, si fonda sulla sua stessa logica (metodica f.e.m.), utilizzando la medesima routine di processione, ovvero permettendo la soluzione agli elementi finiti di sistemi strutturali mediante un “engine” di calcolo articolato attorno ad un solutore d'equazioni a blocchi, non in memoria della banda.

La libreria degli elementi è composta dall'elemento 'FRAME' (asta di telaio) e dall'elemento 'SHELL', dai quali discendono i sottinsiemi: elementi 'TRUSS' (asta reticolare), gusci, membrana e lastra inflessa.

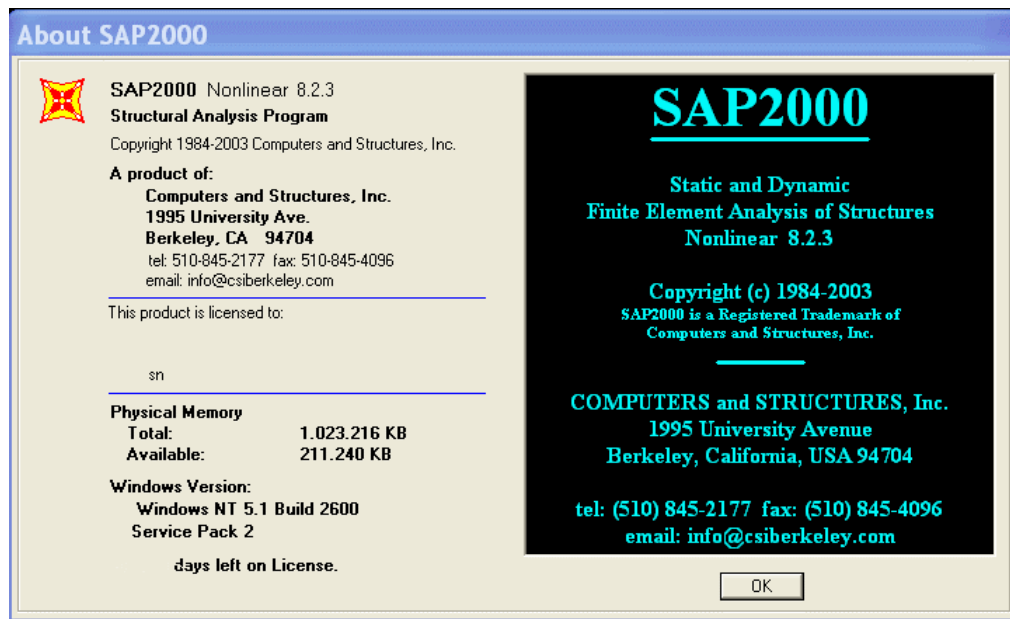
A differenza del suo predecessore, il SAP2000 permette un input geometrico-strutturale tramite un modellatore proprietario, che delinea, oltre la geometria, il sistema vincolare e le azioni consentendo, inoltre, di assegnare le caratteristiche inerziali agli elementi mediante una nutrita libreria di sezioni primitive.

L'output dei risultati avviene mediante sia un post-processore, in formato essenzialmente grafico, che tramite file, in formato testo.

Verranno di seguito riportate le immagini più rappresentative del modello virtuale utilizzato, delle condizioni di carico, delle sollecitazioni e delle deformazioni.

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto



Versione e caratteristiche elaboratore

Per agevolare la lettura dei risultati si riporta un tipico di estratto del file di output per elementi di tipo beam:

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
488	0 PP		LinStatic	-0,003568	-0,204	0,001726	-0,0004268	0,0007819	-0,0007219
488	0,1025 PP		LinStatic	-0,003568	-0,17	0,001726	-0,0004268	0,000605	0,0185
488	0,205 PP		LinStatic	-0,003568	-0,135	0,001726	-0,0004268	0,000428	0,0341

dove:

- **Frame:** elemento beam considerato
- **Station:** ascissa di lettura delle sollecitazioni
- **OutputCase:** condizione o combinazione di carico analizzata
- **CaseType:** tipo di combinazione o condizione (statica, dinamica, modale, etc.)
- **P (kN):** sforzo assiale espresso in kN, negativo di compressione
- **V2 (kN):** sforzo di taglio secondo l'asse locale dell'elemento 2, espresso in kN,
- **V3 (kN):** sforzo di taglio secondo l'asse locale dell'elemento 3, espresso in kN,
- **T (kN m):** torsione secondo l'asse locale dell'elemento 1, espresso in kN m,
- **M2 (kN m):** flessione secondo l'asse locale dell'elemento 3, espresso in kN m,
- **M3 (kN m):** flessione secondo l'asse locale dell'elemento 2, espresso in kN m.

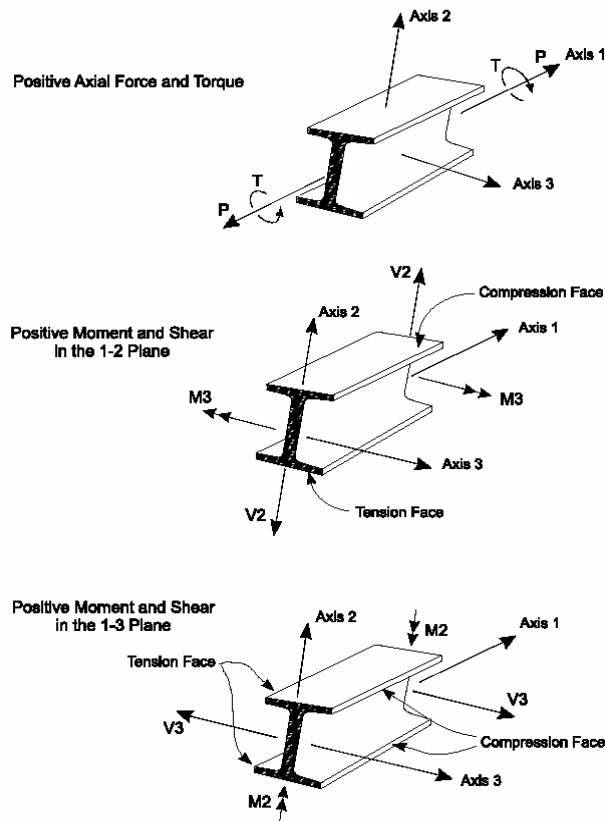


TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	F11	F22	F12	FMax	FMin
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m
421	282	Shell-Thin	67	PP	LinStatic	-34,61	10,43	-23,22	20,26	-44,43
421	282	Shell-Thin	69	PP	LinStatic	-10,37	14,07	9,71	17,46	-13,76
421	282	Shell-Thin	539	PP	LinStatic	-13,96	-9,92	11,39	-0,38	-23,5
421	282	Shell-Thin	538	PP	LinStatic	-38,21	-13,56	-21,55	-1,06	-50,7

FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin	MAngle	V13	V23	VMax	VAngle
Degrees	KN/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	Degrees	KN/m	KN/m	KN/m	Degrees
-67,064	57,31	-18,0207	-26,5658	-2,2484	-17,4652	-27,1213	-13,878	-29,82	39,3	49,33	127,187
70,755	27,1	-15,8181	-2,2405	-3,753	-1,2721	-16,7864	-75,533	-26,92	39,3	47,64	124,406
50,037	23,32	32,3898	-0,5078	-1,3026	32,4413	-0,5593	-2,264	-26,92	-18,43	32,62	-145,602
-59,887	50,18	35,9149	9,8049	0,202	35,9165	9,8034	0,443	-29,82	-18,43	35,05	-148,281

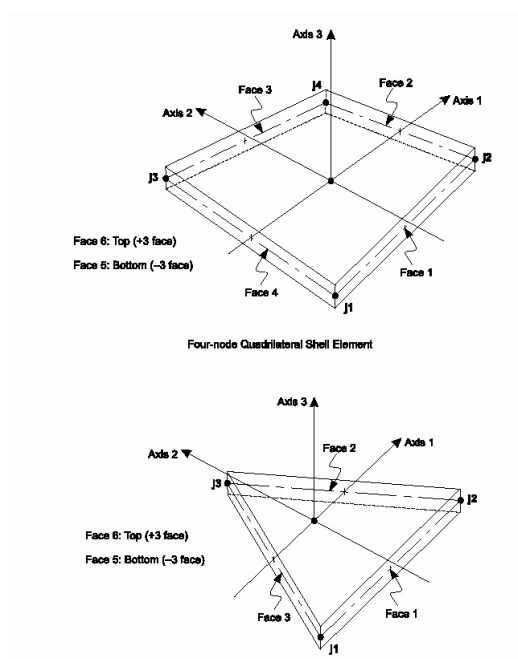
dove:

- **AreaElem:** elemento shell considerato
- **Joint:** nodo di lettura delle sollecitazioni
- **OutputCase:** condizione o combinazione di carico analizzata
- **CaseType:** tipo di combinazione o condizione (statica, dinamica, modale, etc.)
- **F11 (kN/m):** sforzo assiale espresso in kN/m, in direzione 11
- **F22 (kN/m):** sforzo assiale espresso in kN/m, in direzione 22
- **F12=F21 (kN/m):** sforzo assiale espresso in kN/m, in direzione inclinata
- **Fmax/Fmin (kN/m):** sforzo assiale massimo/minimo espresso in kN/m, agente in assoluto
- **M11 (kN m/m):** sollecitazione flessionale espresso in kN m/m, in direzione 22

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

- **M22 (kN m/m)**: sollecitazione flessionale espresso in kN m/m, in direzione 11
- **M12=M21 (kN m/m)**: sollecitazione flessionale espresso in kN m/m, in direzione, inclinata
- **Mmax/Mmin (kN m/m)**: sollecitazione flessionale espresso in kN m/m, agente in assoluto
- **V13 (kN/m)**: sforzo di taglio secondo l'asse locale dell'elemento 2
- **V23 (kN/m)**: sforzo di taglio secondo l'asse locale dell'elemento 3



10 METODICA DI VERIFICA

10.1 Opere in calcestruzzo cementizio armato

Le verifiche relative alle strutture in c.a. si possono riassumere, in funzione dello stato sollecitativo predominante, ovvero:

- presso-tenso-flessione deviata;
- taglio;
- stabilità;
- stato tensionale.

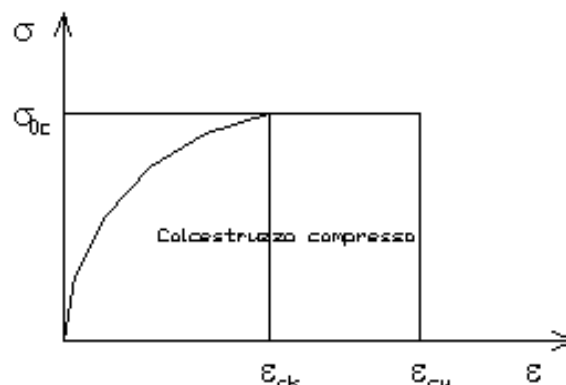
Le sollecitazioni che vengono considerate sono: Sforzo Normale, Momento Flettente 1-1, Momento Flettente 2-2.

La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso le conoscenze del comportamento meccanico della sezione in esame, delle caratteristiche dei materiali di cui è composta ed in base ai coefficienti di sicurezza forniti dalla normativa seguita.

Il calcolo è condotto nelle ipotesi che:

1. le sezioni rimangano piane fino a rottura;
2. ci sia perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
3. il calcestruzzo non abbia alcuna capacità di resistenza a trazione.

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per il calcestruzzo è di tipo parabola-rettangolo come indicato nella seguente figura:



dove:

ϵ_{ck} = deformazione caratteristica;

ϵ_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;

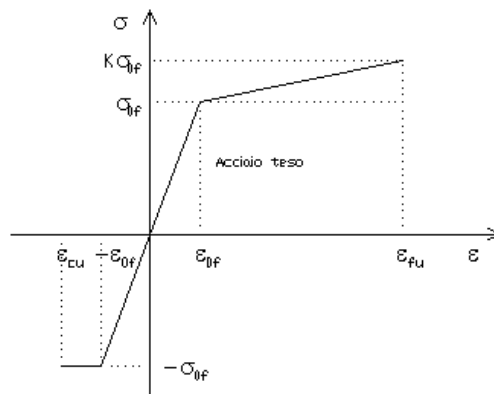
σ_{0c} = resistenza di calcolo del calcestruzzo;

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

$$\varepsilon < \varepsilon_{ck} : \sigma(\varepsilon) = 1000 \cdot \sigma_{0c} \cdot \varepsilon \cdot (1 - 250 \cdot \varepsilon);$$

$$\varepsilon_{ck} < \varepsilon < \varepsilon_{cu} : s(\sigma) = \sigma_{0c};$$

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per l'acciaio è indicato nella seguente figura:



dove:

$$\varepsilon_{0f} = \sigma_{0f} / E;$$

E = modulo di elasticità dell'acciaio;

σ_{0f} = resistenza di calcolo dell'acciaio;

k = rapporto di sovrarresistenza (se è pari ad 1 il comportamento è bilineare elastico-perfettamente plastico);

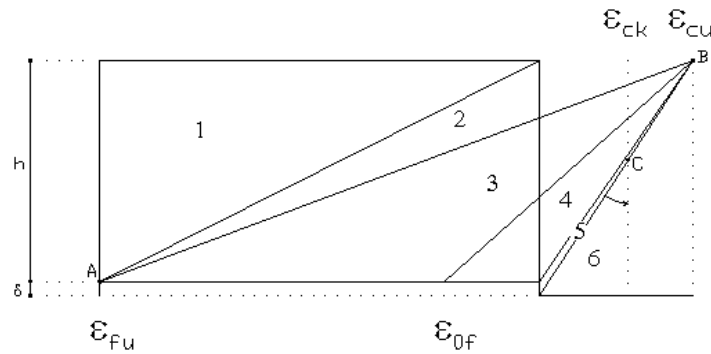
f_{yk} = resistenza caratteristica dell'acciaio;

γ_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio;

ε_{fu} = deformazione ultima dell'acciaio;

ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo.

Le limitazioni delle deformazioni unitarie per il conglomerato e per l'acciaio conducono a definire sei diversi campi (o regioni) nei quali potrà trovarsi la retta di deformazione specifica. Tali campi sono descritti nel seguente modo:



Campo 1 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ϵ_{Fu} . Il diagramma delle deformazioni specifiche appartiene ad un fascio di rette passanti per il punto (A) mentre la distanza dall'asse neutro potrà variare da $-\infty$ a 0.

E' il caso di trazione semplice o con piccola eccentricità; la sezione risulta interamente tesa. La crisi si ha per cedimento dell'acciaio teso.

Campo 2 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ϵ_{Fu} e dalla rotazione del diagramma attorno al punto (A). La deformazione specifica del calcestruzzo varia da 0 al valore massimo del calcestruzzo compresso (ϵ_{cu}) mentre la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso può variare da 0 a $0.259h$. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 3 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è ancora deformata in campo plastico. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 4 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è sollecitata con tensioni inferiori allo snervamento e può risultare anche scarica. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 5 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B) mentre la distanza dell'asse neutro varia da h ad $h+d$. L'armatura in tale regione è sollecitata a compressione e pertanto tutta la sezione è compressa; è questo il caso della flessione composta.

Campo 6 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato compresso che varia fra ϵ_{cu} e ϵ_{ck} . Le rette di deformazione specifica appartengono ad un fascio passante per (C) e la distanza dell'asse neutro varia fra 0 e $-\infty$. La distanza di (C) dal lembo superiore vale $3h/7$. La sezione risulta sollecitata a compressione semplice o composta.

Il calcolo del taglio viene eseguito secondo il metodo di Ritter-Morsch. Per gli elementi in cui è richiesta la verifica a taglio, deve risultare:

$$V_{Sd} \leq \min[V_{Rsd}, V_{Rcd}]$$

dove:

V_{Sd} : taglio sollecitante il calcolo;

$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{SW} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$;

$V_{Rcd} = 0.9 d b_W \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$;

d : altezza utile della sezione;

A_{SW} : area dell'armatura trasversale;

s : passo dell'armatura trasversale;

f_{yd} : resistenza a snervamento dell'acciaio;

b_W : larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace.

Il contributo delle armature a taglio è somma del contributo delle staffe e degli eventuali sagomati. In ogni caso l'aliquota massima che può essere affidata ai sagomati è il 50% dello sforzo di taglio massimo.

La verifica di instabilità degli elementi snelli in c.a. viene condotta attraverso un'analisi del secondo ordine che tiene in conto degli effetti flessionali dell'azione assiale sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si sono assunti legami fra le azioni interne e le deformazioni che mettono in conto il comportamento non lineare dei materiali e si è trascurato il contributo del calcestruzzo teso.

Il valore limite della snellezza per ogni colonna è assunto pari a:

$$\lambda_{lim} = 15.4 C / \sqrt{\nu}$$

Dove:

$$\nu = N_{ed} / (A_c f_{cd})$$

$$C = 1.7 - r_m$$

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con $|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

La snellezza della colonna da confrontare con λ_{lim} è pari a:

$$\lambda = \lambda_0 / i$$

Essendo λ_0 la lunghezza libera d'inflessione definita in base ai vincoli di estremità ed i il raggio d'inerzia della sezioni in calcestruzzo non fessurato.

Con riferimento al punto 4.1.2.1.7.3 del DM 2008 in aggiunta al momento sollecitante esterno viene sommata un'aliquota dovuta ad un'eccentricità dello sforzo normale pari a $1/300$ dell'altezza della colonna (difetto di rettilineità).

In aggiunta viene considerata un'aliquota aggiuntiva che tenga conto dell'inflessione della colonna pari a $e_2 := 0.222 e_{fy} l_0^2/h$.

I nodi strutturali vengono verificati rispetto alla compressione, mediante la seguente relazione:

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{(1 - v_d / \eta)}$$

dove:

V_{jbd} : forza di taglio agente nel nodo;

$\eta = \alpha_j (1 - f_{ck} / 250)$ con f_{ck} in MPa;

α_j : coefficiente pari a 0.6 per nodi interni e 0.48 per nodi esterni;

b_j : larghezza del nodo;

h_{jc} : distanza tra le armature più esterne del pilastro;

v_d : forza assiale adimensionalizzata.

e rispetto alla trazione mediante le seguenti relazioni alternative:

$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d)$ per nodi interni;

$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 v_d)$ per nodi esterni;

dove:

A_{sh} : area totale nel nodo;

f_{ywd}, f_{yd} : resistenza caratteristica a snervamento delle staffe e delle armature longitudinali;

γ_{Rd} : 1.2;

A_{s1}, A_{s2} : area armature superiore ed inferiore nel nodo.

10.1.1 Stati di verifica in condizioni SLE

Tale verifiche rientrano nell'ambito della verifica di esercizio. Il calcolo delle tensioni si ottiene sfruttando le ipotesi tradizionali per il calcolo del cemento armato ordinario, e cioè:

1. assunzione dei materiali elastico lineari;

2. conservazione delle sezioni piane al crescere dei carichi;
3. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
4. resistenza nulla a trazione del calcestruzzo.

Inoltre può essere stabilito un coefficiente di omogeneizzazione diverso dal valore ordinario.

Le tensioni di esercizio si possono calcolare considerando le combinazioni di carico caratteristica, frequente e quasi permanente.

La verifica consiste nel confrontare le tensioni di calcolo con quelle limite dei materiali.

10.1.1.1 Fessurazione

Poiché la fessurazione in strutture in cemento armato ordinario è quasi inevitabile, bisogna limitare tali entità in modo da non pregiudicare il corretto funzionamento della struttura.

La fessurazione può essere limitata assicurando un minimo di area di armatura longitudinale che può essere calcolata dalla seguente espressione:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} (A_{ct} / \sigma_s)$$

dove:

A_s : area di armatura nella zona tesa;

k_c : coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni nella sezione subito prima la fessurazione.

Assume valore 0.4 per flessione senza compressione assiale, e 1 per trazione;

k : coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi;

$f_{ct,eff}$: resistenza efficace a trazione della sezione al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure. In mancanza di dati si utilizza il valore di 3 N/mm²;

A_{ct} : area del calcestruzzo in zona tesa subito prima della fessurazione;

σ_s : massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura.

Il calcolo delle ampiezze delle fessure si effettua considerando anche la parte di calcestruzzo reagente a trazione utilizzando la seguente espressione:

$$W_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}$$

W_k : ampiezza di calcolo delle fessure;

β : coefficiente di correlazione tra l'ampiezza media delle fessure e il valore di calcolo;

s_{rm} : distanza media finale tra le fessure;

ε_{sm} : deformazione che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti "tension stiffening", del ritiro, ecc.

La quantità ε_{sm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

dove:

σ_s : tensione dell'acciaio teso calcolata a sezione fessurata;

E_s : modulo elastico dell'acciaio;

σ_{sr} : tensione dell'acciaio teso calcolata nella sezione per una condizione di carico che induce alla prima fessurazione;

β_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata;

β_2 : coefficiente di durata dei carichi. Assume valore 0.5 per carichi di lunga durata o per molti cicli ripetuti e 1 per un singolo carico di breve durata.

La quantità s_{rm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 (\phi / \rho_r)$$

dove:

k_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata;

k_2 : coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni. Assume valore 0.5 per flessione e 1 per trazione pura;

ϕ : diametro delle barre in mm. Se si utilizzano più diametri si utilizza il diametro medio.

La fessurazione causata dalle azioni tangenziali si considera contenuta in limiti accettabili se si adotta un idoneo passo delle staffe. Tale verifica non è necessaria in elementi in cui non è richiesta l'armatura a taglio.

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

1. stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
2. stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

3. stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili;

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ecc...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$$

I momenti che tendono le fibre inferiori o lato interno dell'elemento sono positivi.

Gli sforzi assiali di compressione sono positivi.

10.1.1.2 Verifiche a deformabilità

Per il calcolo della deformabilità di elementi inflessi si utilizza il metodo che pesa le curvature nelle due situazioni caratteristiche degli elementi in c.a. ("I" sezione integra; "II" sezione fessurata). A tale riguardo la curvatura in una generica sezione può essere valutata con la seguente relazione:

$$\theta = (1-\zeta) \theta_I + \zeta \theta_{II}$$

dove ζ rappresenta l'effetto irrigidente del calcestruzzo tra due fessure consecutive (tension stiffening):

$$\zeta = 1 - c (M_r^3/M)^2$$

dove:

c : pari a 1 per carichi permanenti;

M_r^3 : momento di prima fessurazione;

M : momento sollecitante.

Per calcolare la freccia di un elemento, si divide in "n" conci uguali e si calcola la curvatura di ogni concio q_i riferita alla coordinata x_i . La freccia relativa alla sezione x_j vale:

$$\delta_j = \varphi_A x_j - \sum (x_j - x_i) \theta_i \Delta x$$

dove:

φ_A : rotazione dell'estremo iniziale dell'elemento;

l : lunghezza dell'elemento;

Δx : lunghezza del concio.

10.2 Opere in carpenteria metallica

Le verifiche delle aste compresse saranno effettuate mediante la:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

Con:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

e

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Mentre:

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

La verifica delle membrane tese sarà effettuata tramite le:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Dove $N_{t,Rd}$ è il minore tra:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

e

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Le verifiche delle membrane presso/tenso-inflesse saranno effettuate mediante la:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}$$

Dove:

$$M_{eq,Ed} = 0.6 \cdot M_a - 0.4 \cdot M_b \geq 0.4 \cdot M_a$$

10.2.1 Giunzioni bullonate

Le verifiche saranno condotte mediante le formule, valide per il taglio semplice:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

E la formula, valida per la trazione:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i bulloni;}$$

Nelle situazioni di compresenza di taglio e trazione, la verifica risulta soddisfatta, se:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,$$

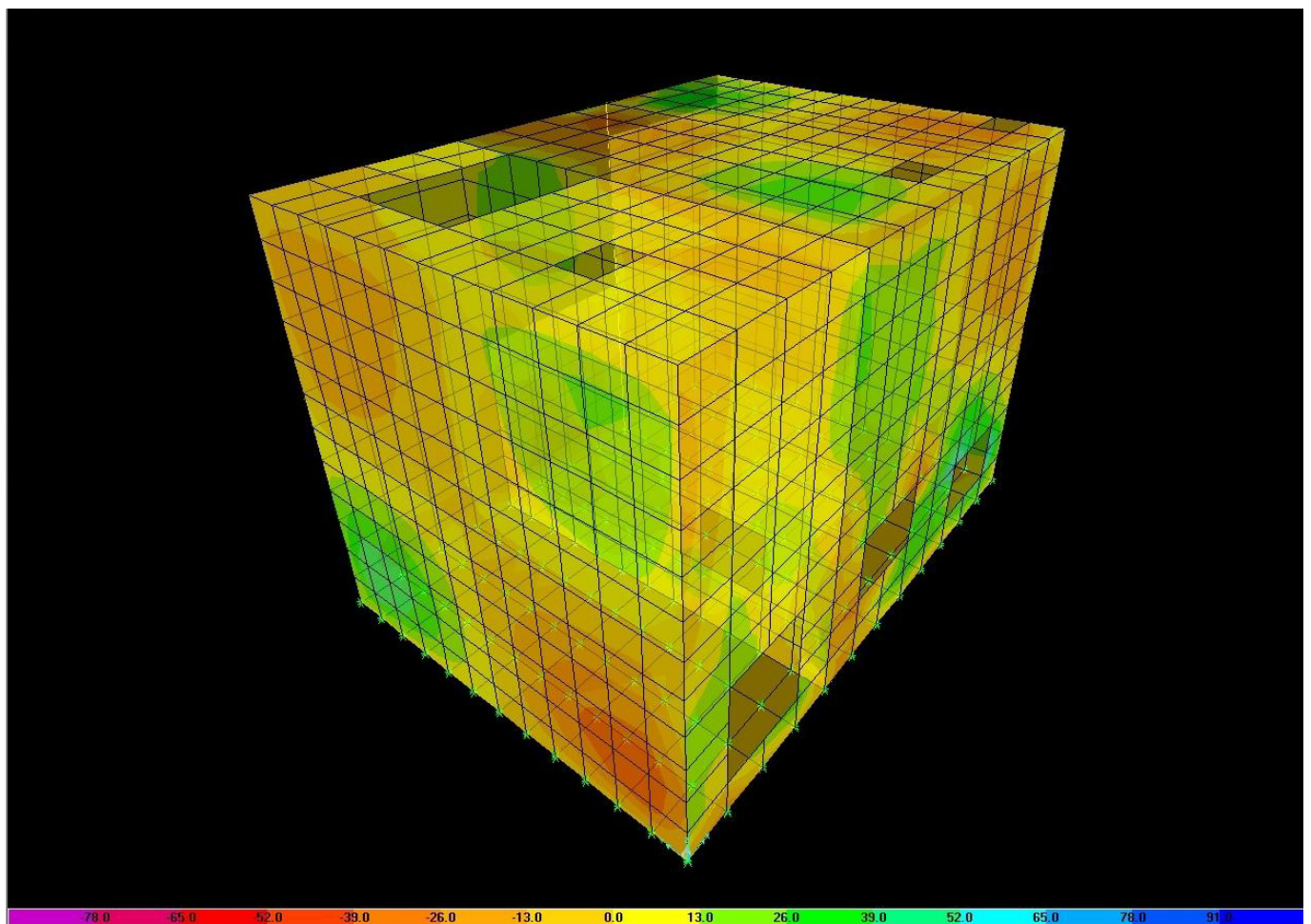
Con Ares l'area minima alla gola della filettatura e γ_{M2} pari a 1.25.

11 MANUFATTO DI DISCONNESSIONE/REGOLAZIONE

11.1 Verifica strutturale

La verifica degli elementi bidimensionali interesserà sostanzialmente la verifica a flessione e taglio per le solette ed a presso-flessione per le pareti, in ambedue le direzioni principali.

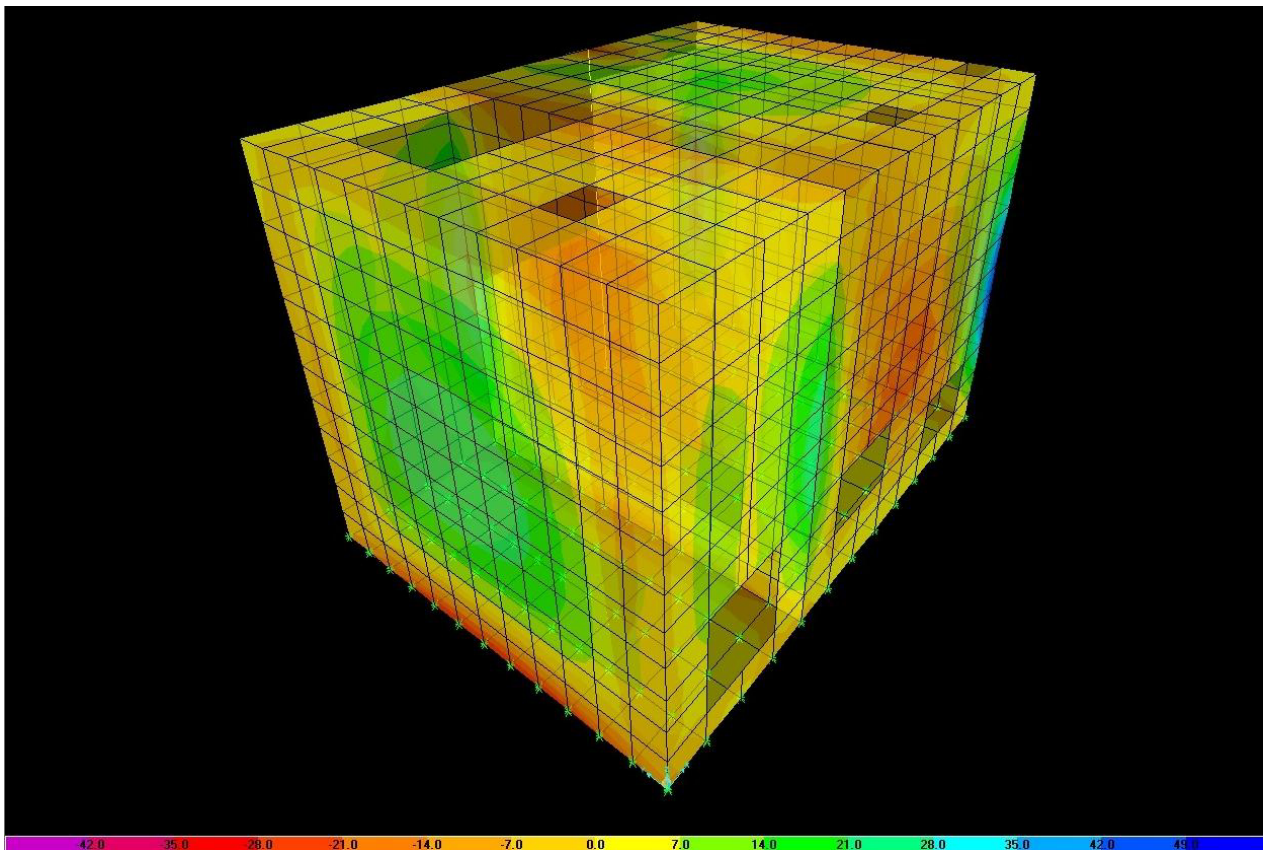
Le sollecitazioni sono state ottenute attraverso il modello globale, precedentemente descritto, disponendo i carichi mobili nelle più gravose configurazioni geometriche e valutando gli effetti ottenuti dalle sovrapposizioni delle fasi costruttive.



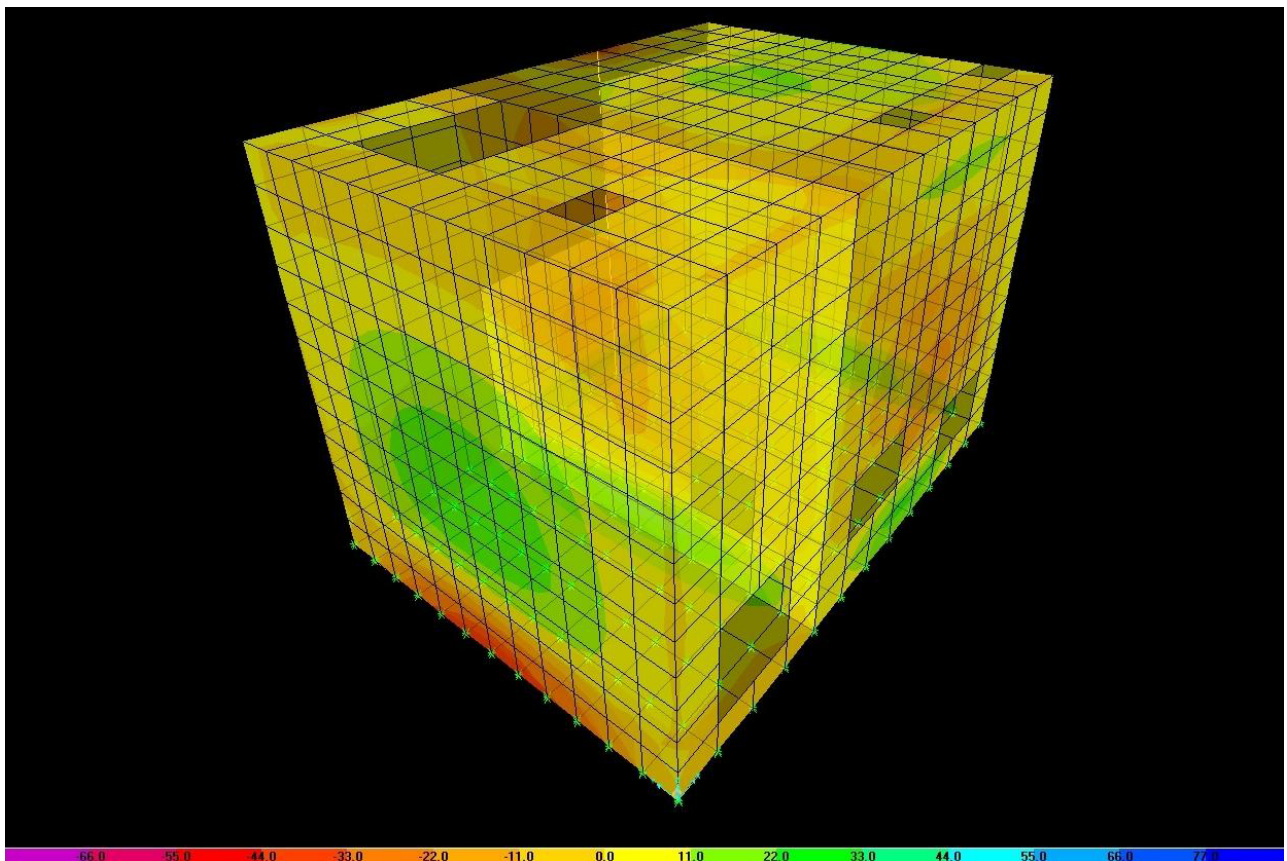
Manufatto di disconnessione/regolazione – sollecitazioni assiali (val.kN/m)

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

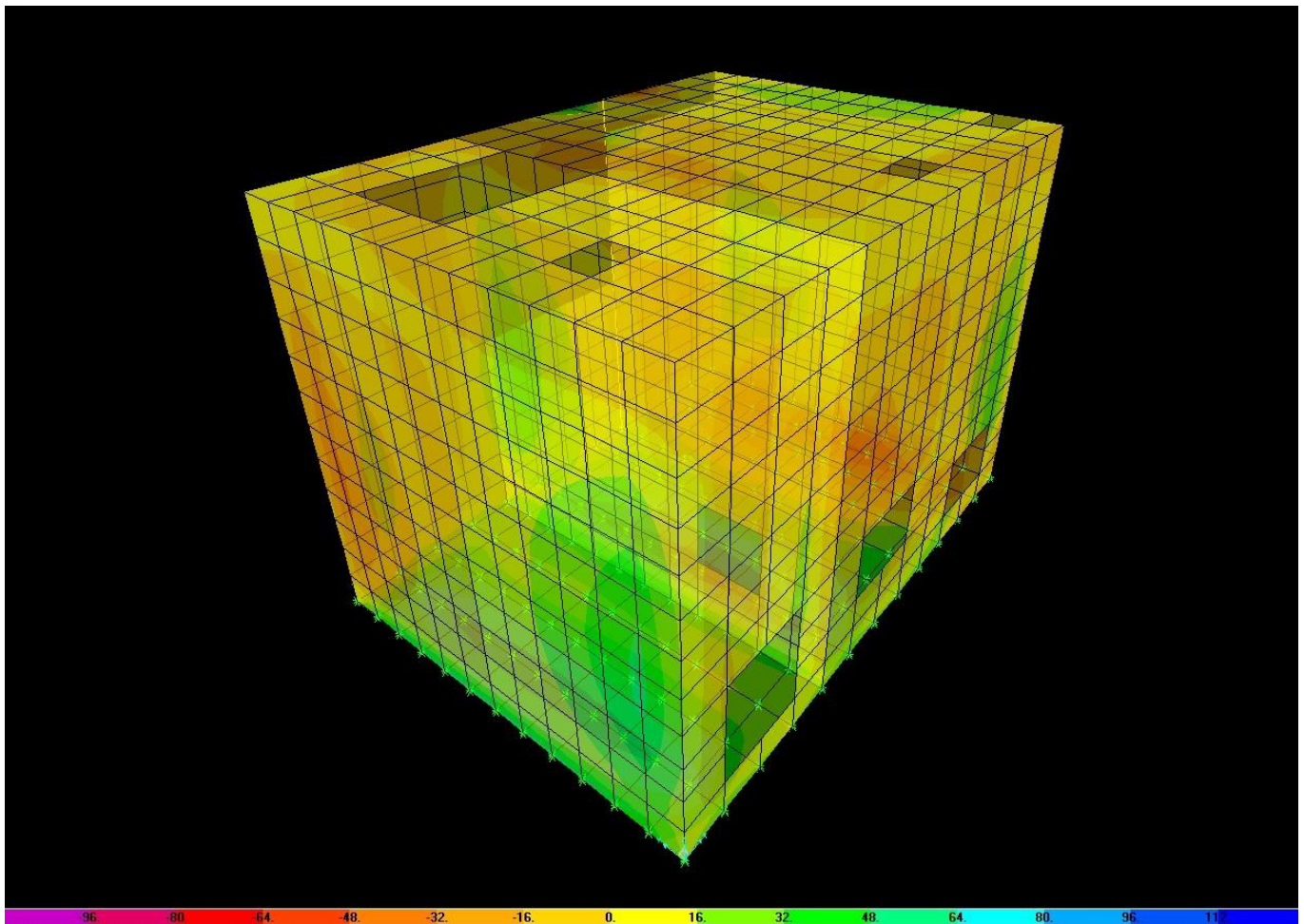
“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto



Manufatto di disconnessione/regolazione – sollecitazioni flessionali M11 (val.kN m/m)



Manufatto di disconnessione/regolazione – sollecitazioni flessionali M22 (val.kN m/m)



Manufatto di disconnessione/regolazione – sollecitazioni taglienti V13 (val.kN/m)

La verifica degli elementi shell è stata eseguita tramite il "modello a sandwich" riportato nell'Eurocodice

11.1.1 Solette e pareti

La **zattera di base** ha spessore di 60 cm ed è soggetta, nella più gravosa combinazione di carico a:

TRASVERSALMENTE

- $N_{max,Ed} = 0 \text{ kN/m}$
- $M_{max,Ed} = 23 \text{ kN m/m}$
- $V_{max,Ed} = 148 \text{ kN/m}$

Si adotterà un'armatura costituita da $\phi 16/20$, su ambedue le facce.

LONGITUDINALMENTE

- $N_{max,Ed} = 0 \text{ kN/m}$
- $M_{max,Ed} = 17 \text{ kN m/m}$
- $V_{max,Ed} = 132 \text{ kN/m}$

Si adotterà un'armatura costituita da $\phi 16/20$ su ambedue le facce.

La **soletta superiore** ha spessore di 25 cm ed è soggetta, nella più gravosa combinazione di carico a:

TRASVERSALMENTE

- $N_{max,Ed} = 73 \text{ kN/m}$
- $M_{max,Ed} = 20 \text{ kN m/m}$
- $V_{max,Ed} = 39 \text{ kN/m}$

Si adotterà un'armatura costituita da $\phi 16/20$, su ambedue le facce.

LONGITUDINALMENTE

- $N_{max,Ed} = 40 \text{ kN/m}$
- $M_{max,Ed} = 20 \text{ kN m/m}$

- $V_{max,Ed} = 45 \text{ kN/m}$

Si adotterà un'armatura costituita da $\phi 16/20$ su ambedue le facce.

Le **pareti** hanno spessore di 50 cm ed è soggetta, nella più gravosa combinazione di carico a:

VERTICALMENTE

- $N_{max,Ed} = 154 \text{ kN/m}$
- $M_{max,Ed} = 34 \text{ kN m/m}$
- $V_{max,Ed} = 60 \text{ kN/m}$

Si adotterà un'armatura costituita da $\phi 16/20$, su ambedue le facce.

ORIZZONTALMENTE

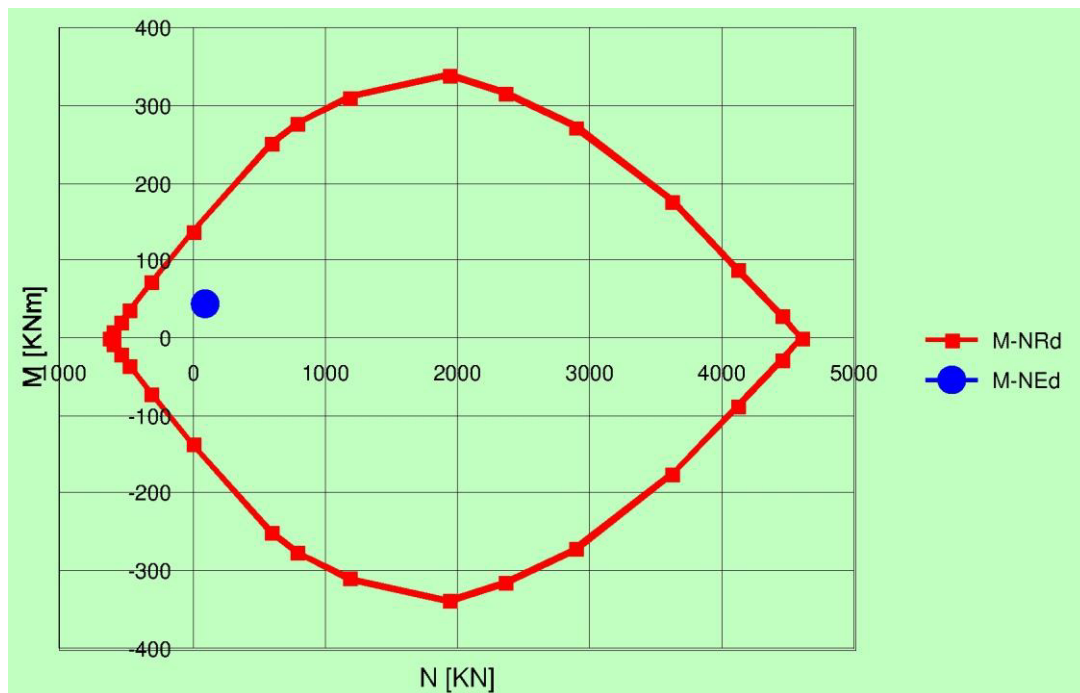
- $N_{max,Ed} = 243 \text{ kN/m}$
- $M_{max,Ed} = 65 \text{ kN m/m}$
- $V_{max,Ed} = 78 \text{ kN/m}$

Si adotterà un'armatura costituita da $\phi 16/20$ su ambedue le facce.

Il **pilastro** ha sezione quadrata di 50 x 50 cm ed è soggetto, nella più gravosa combinazione di carico a:

- $N_{max,Ed} = 95 \text{ kN/m}$
- $M_{max,Ed} = 45 \text{ kN m/m}$

Si adotterà un'armatura costituita da $3\phi 16$, su ogni lato.



11.1.1.1 Verifica a fessurazione della zattera

Per la verifica a fessurazione degli elementi, si considera, in accordo a 4.1.2.2 del NTC, come apertura massima delle fessure, un valore pari a $W_1 = 0.20 \text{ mm}$, per condizioni di carico frequente, ovvero per le condizioni (SLE) di seguito riportate:

VERIFICA ZATTERA S=60 cm

Par. 4.1.2.2.4.6 NTC e

Tab. C4.1.II-C4.1.III barre Ø16 apertura media fessure $0.01 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

11.1.1.2 Verifica a fessurazione della soletta superiore

Per la verifica a fessurazione degli elementi, si considera, in accordo a 4.1.2.2 del NTC, come apertura massima delle fessure, un valore pari a $W_1 = 0.20 \text{ mm}$, per condizioni di carico frequente, ovvero per le condizioni (SLE) di seguito riportate:

VERIFICA SOLETTA SUPERIORE S=25 cm

Par. 4.1.2.2.4.6 NTC e

Tab. C4.1.II-C4.1.III barre Ø16 apertura media fessure $0.11 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

11.1.1.3 Verifica a fessurazione delle pareti di bordo

Per la verifica a fessurazione degli elementi, si considera, in accordo a 4.1.2.2 del NTC, come apertura massima delle fessure, un valore pari a $W_1 = 0.20 \text{ mm}$, per condizioni di carico frequente, ovvero per le condizioni (SLE) di seguito riportate:

VERIFICA PARETI S=50 cm

Par. 4.1.2.2.4.6 NTC e

Tab. C4.1.II-C4.1.III barre Ø16 apertura media fessure $0.08 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

11.1.1.4 Verifica a fessurazione del pilastro

Per la verifica a fessurazione degli elementi, si considera, in accordo a 4.1.2.2 del NTC, come apertura massima delle fessure, un valore pari a $W_1 = 0.20 \text{ mm}$, per condizioni di carico frequente, ovvero per le condizioni (SLE) di seguito riportate:

VERIFICA PILASTRO S=50x50 cm

Par. 4.1.2.2.4.6 NTC e

Tab. C4.1.II-C4.1.III barre Ø16 apertura media fessure $0.05 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

12 MURI DI SOSTEGNO VASCA DI CARICO CONTRADA BARONIA

12.1 Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità saranno effettuate conservativamente considerando il manufatto non nella sua interezza bensì concentrandosi su comportamento a corpo rigido di una fetta di lunghezza unitaria (1 m).

Per quanto concerne le condizioni geologiche e la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'opera, si è fatto riferimento alla relazione geologica di Elab. B.01 e B.03, rispettivamente, del presente progetto. Cautelativamente le spinte del terreno sono state ottenute massimizzando gli effetti, ovvero scegliendo i parametri più conservativi in assoluto tra quelli riportati nella relazione geologica, ovvero considerando il semispazio geomeccanico proprio del terreno di *Ghiaia, Sabbia e Livelli Limosi GS/SGL*, avendo pertanto, la certezza di non avere condizioni peggiori.

Si ha:

- Peso dell'unità di volume pari a 19 kN/m^3 ;
- Coesione efficace pari a 0 kPa ;
- Angolo d'attrito in termini di pressioni effettive pari a 30° .

Dati del terreno

Peso del terreno
Angolo di attrito interno
Angolo di attrito terreno muro
Angolo di inclinazione del pendio
Angolo di inclinazione del paramento interno
Angolo di inclinazione della fondazione
Area della sezione trasversale terreno
Posizione del baricentro del terreno dal polo di ribaltamento
Accelerazione sismica al suolo (adimensionale)
Fattore che tiene conto del tipo di terreno
Fattore di riduzione dell'accelerazione massima

$\gamma_{\text{terr.}}$	19,00	[kN/m ³]
ϕ	30,00	[°]
δ	19,80	[°]
β	0,00	[°]
ψ	90,00	[°]
ω	0,00	[°]
$A_{\text{terr.}}$	11,00	[m ²]
$x_{\text{terr.}}$	2,90	[m]
α_g	0,20	[-]
$S=S_S S_T$	1,20	[-]
β_m	0,31	[-]

Dati del muro e del terreno a tergo

Area della sezione trasversale muro
Peso specifico del calcestruzzo
Posizione del baricentro del muro dal polo di ribaltamento
Larghezza totale della fondazione
Altezza totale del muro

A_m	7,00	[m ²]
$\gamma_{c.l.s.}$	25,00	[kN/m ³]
x_{muro}	1,79	[m]
B_{muro}	4,00	[m]
H_{muro}	6,00	[m]

Dati del sovraccarico e delle spinte

Sovraccarico variabile a tergo del muro
Posizione del baricentro di S_v dal polo di ribaltamento

q	5,00	[kN/m ²]
x_{sv}	4,00	[m]

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo

Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

12.1.1 Verifiche non sismiche

			AZIONI - A						MATERIALI - M				AZIONI - A					
			$\gamma_{G,muro}$	A_{muro}	$\gamma_{G,s}$	W_{muro}	X_{muro}	M_{muro}	$\gamma_{G,terr}$	ϕ [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	A_{terr}	γ_{terr}	W_{terr}	X_{terr}	M_{muro}	
A1-M1-R1	STR_1		1,30	7,00	25,00	227,50	1,79	407,23	1,00	0,52	0,35	1,30	11,00	19,00	271,70	2,90	787,93	
A1-M1-R1	STR_2		1,00	7,00	25,00	175,00	1,79	313,25	1,00	0,52	0,35	1,00	11,00	19,00	209,00	2,90	606,10	
A2-M2-R2	GEO_1		1,00	7,00	25,00	175,00	1,79	313,25	1,25	0,43	0,28	1,00	11,00	19,00	209,00	2,90	606,10	
A2-M2-R2	GEO_2		1,00	7,00	25,00	175,00	1,79	313,25	1,25	0,43	0,28	1,00	11,00	19,00	209,00	2,90	606,10	
M2-R2	EQU_1		0,90	7,00	25,00	157,50	1,79	281,93	1,25	0,43	0,28	1,10	11,00	19,00	229,90	2,90	666,71	
M2-R2	EQU_2		0,90	7,00	25,00	157,50	1,79	281,93	1,25	0,43	0,28	1,10	11,00	19,00	229,90	2,90	666,71	

										Ribaltamento			Scorimento			
k_A	γ_G	q	$S_{H,q}$	$S_{H,terr}$	$S_{V,q}$	$S_{V,terr}$	X_{SV}	M_{SV}	h_b	M_{RIB}	M_{STAB}	γ_R	f_{attr}	N_{tot}	$S_{H,tot}$	γ_R
0,30	1,50	7,50	12,59	124,42	4,53	44,79	4,00	197,31	2,00	286,61	1392,46	4,86	0,58	548,53	137,01	2,31
0,30	0,00	0,00	0,00	95,71	0,00	34,46	4,00	137,82	2,00	191,41	1057,17	5,52	0,58	418,46	95,71	2,52
0,36	1,30	6,50	13,65	119,74	3,93	34,49	4,00	153,68	2,00	280,44	1073,03	3,83	0,46	422,42	133,39	1,46
0,36	0,00	0,00	0,00	119,74	0,00	34,49	4,00	137,95	2,00	239,48	1057,30	4,42	0,46	418,49	119,74	1,61
0,36	1,50	7,50	15,76	131,71	4,54	37,94	4,00	169,89	2,00	310,69	1118,53	3,60	0,46	429,87	147,47	1,35
0,36	0,00	0,00	0,00	131,71	0,00	37,94	4,00	151,74	2,00	263,42	1100,38	4,18	0,46	425,34	131,71	1,49

Pressioni sul terreno							
M_{tot}	N_{tot}	e	B^*	P_{valle}	P_{monte}		
-8,80	548,53	-0,02	<B/6	0,00	133,83	140,43	[kPa]
-28,85	418,46	-0,07	<B/6	0,00	93,79	115,43	[kPa]
52,25	422,42	0,12	<B/6	0,00	125,20	86,01	[kPa]
19,15	418,49	0,05	<B/6	0,00	111,80	97,44	[kPa]
51,91	429,87	0,12	<B/6	0,00	126,93	88,00	[kPa]
13,72	425,34	0,03	<B/6	0,00	111,48	101,19	[kPa]

12.1.2 Verifiche sismiche

		$\gamma_{G,muro}$	A_{muro}	$\gamma_{G,s}$	W_{muro}	X_{muro}	M_{muro}	$\gamma_{G,terr}$	ϕ [rad]	δ [rad]	$\gamma_{G,terr}$	A_{terr}	γ_{terr}	W_{terr}	X_{terr}	M_{muro}
SISMA.1	(C1 o C2)	1,00	7,00	25,00	175,00	1,79	313,25	1,25	0,43	0,28	1,00	11,00	19,00	209,00	2,90	606,10
SISMA.2	(C1 o C2)	1,00	7,00	25,00	175,00	1,79	313,25	1,25	0,43	0,28	1,00	11,00	19,00	209,00	2,90	606,10

Ribaltamento			Scorimento			
M_{RIB}	M_{STAB}	γ_R	f_{attr}	N_{tot}	$S_{H,tot}$	γ_R
450,24	1092,25	2,43	0,46	427,23	150,08	1,31
422,25	1081,50	2,56	0,46	424,54	140,75	1,39

Pressioni sul terreno							
M_{tot}	N_{tot}	e	B^*	P_{valle}	P_{monte}		
212,44	427,23	0,50	<B/6	0,00	186,47	27,14	[kPa]
189,82	424,54	0,45	<B/6	0,00	177,32	34,95	[kPa]

12.2 Verifica degli elementi strutturali

Vengono di seguito riportate le verifiche strutturali degli elementi costitutivi, descrivendo di volta in volta il tipo di sezione e la verifica condotta.

Tutti gli elementi strutturali sono stati verificati con l'applicazione dei dettami contenuti nel D.M. 14 Gennaio 2008 e nella Circolare del 2 Febbraio 2009.

Considerato, in particolare, l'enorme mole di calcolazioni, effettuate mediante post processione del listato numerico di calcolo, per garantire un'agevole lettura del presente documento, sono

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

“Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato” – Progetto Definitivo
Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

state di seguito riportate solo le verifiche più significative, rimandando ai vari allegati le verifiche di dettaglio.

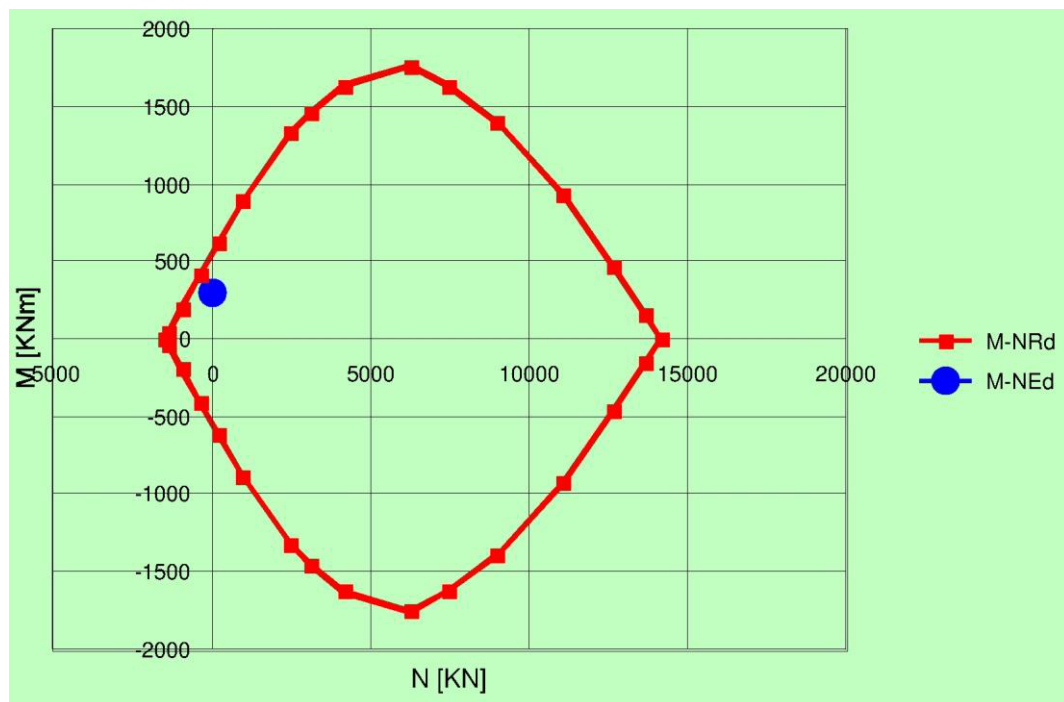
Le armature riportate nelle pagine successive sono da intendersi come quelle analiticamente necessarie a soddisfare le verifiche, pertanto eventuali differenze negli elaborati grafici, sono da attribuirsi alla scelta di ottimizzare le barre agendo sempre nel criterio dell'aumento di sicurezza e rispettando la filosofia della Gerarchia delle resistenze per le azioni sismiche.

CALCOLO DELLE ARMATURE CONTROTERRA DEL PARAMENTO

Spessore della suola di fondazione a monte
Spessore del paramento
Copriferro
Resistenza di calcolo dell'acciaio
Altezza del paramento

$h_{fond,m}$ 1,00 [m]
 $t_{par.}$ 0,80 [m]
 c 0,03 [m]
 f_{yd} 391,30 [MPa]
 $h_{par.}$ 5,00 [m]

	Z_1	Z_2	$S_{H,q}$	$S_{H,terr}$	M_{Ed}	$A_{s,nec}$	
STR_1	2,00	1,00	12,59	124,42	149,60	5,52	[cm ²]
STR_2	2,00	1,00	0,00	95,71	95,71	3,53	[cm ²]
GEO_1	2,00	1,00	13,65	119,74	147,05	5,42	[cm ²]
GEO_2	2,00	1,00	0,00	119,74	119,74	4,42	[cm ²]
EQU	2,00	1,00	15,76	131,71	163,22	6,02	[cm ²]
SISMA.1	2,00	2,00	7,50	142,58	300,16	11,07	[cm ²]
SISMA.2	2,00	2,00	7,04	133,71	281,50	10,38	[cm ²]
						$A_{s,nec}$ 11,07	[cm ²]



$A_{s,inf}$ 6Ø20

$A_{s,sup}$ 6Ø20

Verifica a taglio

$V_{max} = 150 \text{ kN} < V_{Rd} = 338 \text{ kN} \rightarrow$ ARMATURA A TAGLIO NON NECESSARIA

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo

Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

CALCOLO DELLE ARMATURE INFERIORI DELLA FONDAZIONE A VALLE

Spessore della suola di fondazione a valle

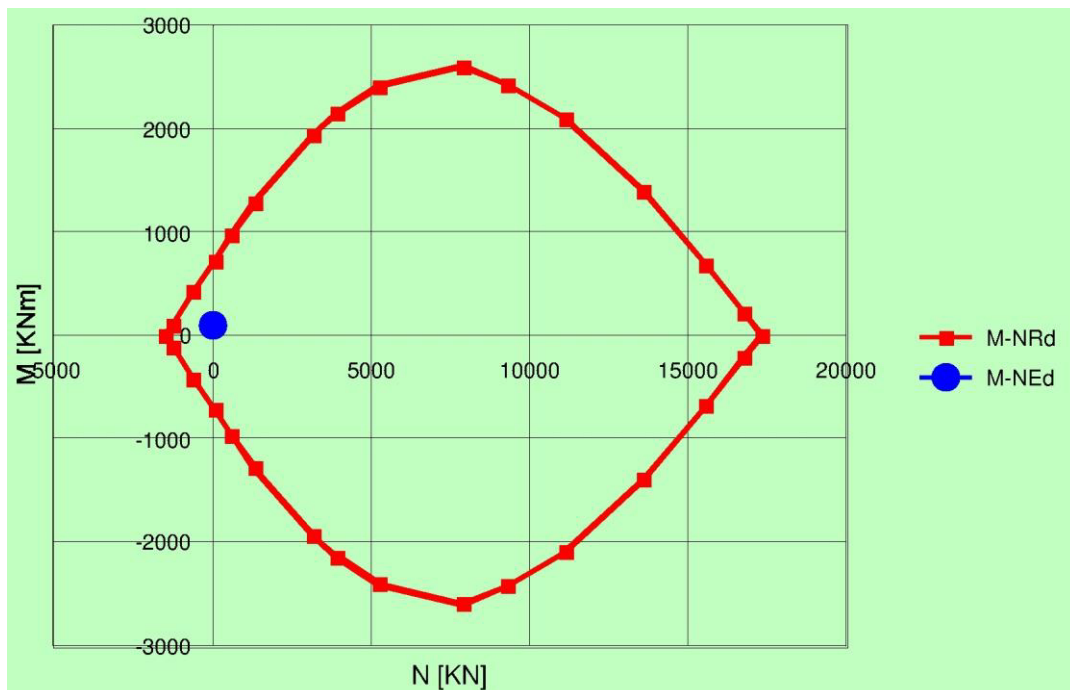
Lunghezza della fondazione a valle

Copri ferro

$h_{fond.v}$	1,00	[m]
$L_{fond.v}$	1,20	[m]
C	0,03	[m]

	x^*	B^*	p_{voe}	p^*	$M_{ed.p.1}$	$M_{ed.p.2}$	$M_{ed.fond}$	$M_{ed.tot}$	$A_{s,nec}$	
STR_1	1,20	0,00	133,83	135,81	96,36	0,47	-23,40	73,44	2,15	[cm ²]
STR_2	1,20	0,00	93,79	100,29	67,53	1,56	-18,00	51,09	1,50	[cm ²]
GEO_1	1,20	0,00	125,20	113,44	81,68	5,64	-18,00	69,32	2,03	[cm ²]
GEO_2	1,20	0,00	111,80	107,49	77,40	2,07	-18,00	61,46	1,80	[cm ²]
EQU	1,20	0,00	126,93	115,25	82,98	5,61	-16,20	72,39	2,12	[cm ²]
SISMA.1	1,20	0,00	186,47	138,67	99,84	22,94	-18,00	104,79	3,07	[cm ²]
SISMA.2	1,20	0,00	177,32	134,61	96,92	20,50	-18,00	99,42	2,91	[cm ²]
								$A_{s,nec}$	3,07	[cm²]

p^* è la pressione all'incastro della mensola a valle, all'ascissa x^* , per ogni condizione di carico



$A_{s,inf}$ 6Ø20

$A_{s,sup}$ 6Ø20

Verifica a taglio

$V_{max} = 128 \text{ kN} < V_{Rd} = 380 \text{ kN} \rightarrow$ ARMATURA A TAGLIO NON NECESSARIA

Consorzio di Bonifica 2 - Palermo

"Ammodernamento della rete irrigua del comprensorio Jato – I lotto sollevato" – Progetto Definitivo

Relazione di calcolo strutturale dei manufatti in progetto

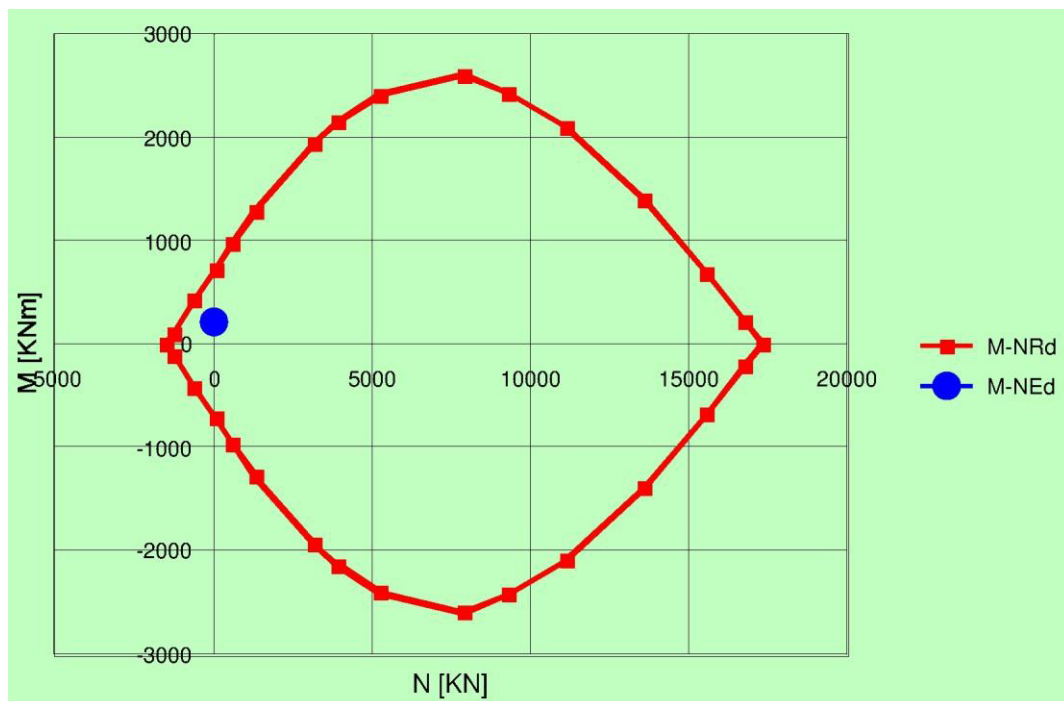
CALCOLO DELLE ARMATURE SUPERIORI DELLA FONDAZIONE A MONTE

Lunghezza della fondazione a monte
Coprifondo
Spessore della suola di fondazione a monte

$L_{fond.m}$ 2,00 [m]
C 0,03 [m]
 $h_{fond.m}$ 1,00 [m]

	x**	p _{monte}	p**	M _{Ed.p}	M _{Ed.ter.}	M _{Ed.sv}	M _{Ed.fond}	M _{Ed.tot}	A _{s,nec}	
STR_1	2,00	140,43	137,13	-278,66	244,53	98,65	65,00	129,52	3,79	[cm ²]
STR_2	2,00	115,43	104,61	-223,65	188,10	68,91	50,00	83,36	2,44	[cm ²]
GEO_1	2,00	86,01	105,60	-185,08	188,10	76,84	50,00	129,85	3,80	[cm ²]
GEO_2	2,00	97,44	104,62	-199,67	188,10	68,97	50,00	107,41	3,14	[cm ²]
EQU	2,00	88,00	107,47	-188,98	206,91	84,95	45,00	147,87	4,33	[cm ²]
SISMA.1	2,00	27,14	106,81	-107,39	188,10	86,45	50,00	217,16	6,36	[cm ²]
SISMA.2	2,00	34,95	106,13	-117,36	188,10	81,08	50,00	201,82	5,91	[cm ²]
									A_{s,nec}	6,36 [cm ²]

p** è la pressione all'incastro della mensola a monte, all'ascissa x**, per ogni condizione di carico



A_{s,inf} 6Ø20

A_{s,sup} 6Ø20

Verifica a taglio

$V_{max} = 215 \text{ kN} < V_{Rd} = 380 \text{ kN} \rightarrow$ ARMATURA A TAGLIO NON NECESSARIA

12.2.1.1 Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

Per la verifica a fessurazione i valori limite di apertura caratteristica delle fessure indicati dalla normativa sono i seguenti:

- Sezioni a contatto con terreno in ambiente molto aggressivo $w_k = 0.2 \text{ mm}$
- Sezioni non a contatto con terreno in ambiente aggressivo $w_k = 0.3 \text{ mm}$

Nel nostro caso si ha:

VERIFICA ZATTERA S=100 cm

VERIFICHE A FESSURAZIONE

Par. 4.1.2.2.4.6 NTC e

Tab. C4.1.II-C4.1.III

barre Ø20 apertura media fessure $0.09 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

VERIFICA MURO S=80 cm

VERIFICHE A FESSURAZIONE

Par. 4.1.2.2.4.6 NTC e

Tab. C4.1.II-C4.1.III

barre Ø20 apertura media fessure $0.08 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$

13 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

13.1 Caratteristiche meccaniche del terreno

Per quanto concerne le condizioni geologiche e la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'opera, si è fatto riferimento alla relazione geologica e geotecnica di Elab. B.01 e B.03, rispettivamente, del presente progetto, dalla quale si è ottenuto che lo strato interessato dal piano di fondazione delle opere in oggetto ha le seguenti caratteristiche:

Ghiaia, Sabbia e Livelli Limosi GS/SGL

- Peso dell'unità di volume pari a 19 kN/m^3 ;
- Coesione efficace pari a 0 kPa ;
- Angolo d'attrito in termini di pressioni effettive pari a 30° .

13.2 Assunti di calcolo

Ai fini della verifica della portanza del terreno, tenendo conto dei parametri caratteristici elaborati in base al tipo di approccio di verifica mediante la seguente tabella:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

si otterranno i seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Con le resistenze calcolate mediante la:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Per le analisi sismiche, infine, si adotterà la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove i carichi di tipo G rappresentano le azioni dei pesi propri e dei carichi permanenti, i carichi di tipo E sono le azioni sismiche mentre le azioni prodotte dai sovraccarichi, dalla neve, dal vento e dalla temperatura, sono posti pari a zero.

13.3 Determinazione della portanza del terreno

In particolare, in accordo con le prescrizioni del Capitolo 6 e del Paragrafo 7.11 del NTC, sarà indagato l'approccio di tipo 2 (A1+M1+R3), adottando la formula di Brinch-Hansen.

Si riporta il calcolo per il terreno tipo **Ghiaia, Sabbia e Livelli Limosi GS/SGL**, caratterizzato da:

$$\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = 30^\circ$$

Si ha una pressione di riferimento pari a:

- Brinch-Hansen: **1.16 N/mm²**
- Terzaghi: **1.10 N/mm²**
- Meyerhof: **0.89 N/mm²**

Assumendo, quindi, il valore più cautelativo, si ottiene $q_{lim} = 0.89 \text{ N/mm}^2$.

13.4 Verifica geotecnica delle opere

Analizzando i vari manufatti esaminati si ottiene che le massime pressioni trasmesse al terreno in combinazione A1+M1+R3, risultano:

1. MANUFATTO DI DISCONNESSIONE/REGOLAZIONE:

$$\sigma_{T,MAX} = 0.09 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \gamma_R = 9.9 > 1.4 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

2. MURI DI SOSTEGNO VASCA DI CARICO CONTRADA BARONIA:

$$\sigma_{T,MAX} = 0.14 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \gamma_R = 6.4 > 1.4 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

14 CONCLUSIONI

Sulla scorta delle analisi condotte è possibile affermare che le opere strutturali oggetto di analisi risultano adeguate ai carichi in gioco ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008 e delle relative Circolari Ministeriali esplicative.