POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Tesi di Laurea Magistrale

Studio della stabilità del pendio su cui si fonda il Duomo di Agrigento



Relatore Prof. Marco Barla **Candidato** Federica Montante

Anno accademico 2017/2018

Ringraziamenti

Si ringrazia il Comune di Agrigento, il quale ha svolto un ruolo fondamentale per il compimento della presente Tesi, mettendo a disposizione la documentazione utilizzata come punto di partenza per lo svolgimento delle successive analisi.

Indice

Indice delle figure	9
Indice delle tabelle	15
Introduzione	17
Capitolo 1	
Problemi di instabilità: analisi di casi studio e caratterizzazione delle rocce t	enere.19
1.1 Premesse	
1.2 Problemi di instabilità all'interno della Valle dei Templi di Agrigento	
1.2.1 Rupe del Tempio di Giunone	20
1.2.2 Versante ricadente sulla strada provinciale 4	
1.3 La rupe di Orvieto	
1.4 Le rocce tenere	40
1.4.1 Influenza dei processi diagenetici	42
1.4.2 Caratteristiche geotecniche delle calcareniti	44
1.4.3 Prove e misure in sito su rocce tenere	45
1.4.4 Prove di laboratorio su rocce tenere	
Capitolo 2	
Il Duomo di San Gerlando: storia di una Cattedrale ferita	51
2.1 Inquadramento generale	
2.2 Descrizione architettonica	
2.3 Evoluzione storica	
2.4 Interventi effettuati e cause dell'attuale stato di fatto	
2.5 Cause del comportamento anomalo	63
2.6 Interventi proposti	64
2.6.1 Interventi di consolidazione delle strutture di elevazione	64
2.6.2 Interventi sul blocco di fondazione	67
2.6.3 Interventi di sottofondazione delle pareti murarie e delle colonne	67
2.6.4 Interventi di stabilizzazione del pendio	

Capitolo 3

Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno Cattedrale	di fondazione della 71
3.1 Premesse	71
3.2 Cronologia delle indagini effettuate	71
3.3 Stratigrafia del terreno di fondazione della Cattedrale	77
3.4 Determinazione delle pressioni interstiziali e individuazione e	dell'altezza di falda.80
3.5 Interpretazione delle misure inclinometriche	
3.6 Proprietà e indici dei terreni	
3.6.1 Terreni AGG	
3.6.2 Terreni AG	
3.6.3 Terreni SL	
3.7 Proprietà meccaniche	
3.7.1 Argilla AGG	
3.7.2 Argilla AG	
3.7.3 Sabbia limosa SL	
3.7.4 Prove di compressione uniassiale sulle calcareniti CLR	
3.8 Risultati delle prove SPT	
3.9 Individuazione dei possibili meccanismi di rottura attraverso	analisi a ritroso109
3.10 Parametri adottati per le analisi	
Capitolo 4	
Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di	Agrigento115
4.1 Premesse	115
4.2 Metodo empirico	115
4.3 Metodo dell'equilibrio limite	115
4.4 Metodo delle tensioni	116
4.4.1 FEM	117
4.5 Descrizione del software Slide	
4.6 Descrizione del software RS2	
4.7 Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di metodo dell'equilibrio limite	di Agrigento attraverso 127
4.7.1 Informazioni preliminari per l'ottenimento del modello	
4.7.2 Risultati ottenuti mediante Slide	
4.8 Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di metodo degli elementi finiti	di Agrigento attraverso 138
4.8.1 Informazioni preliminari per l'ottenimento del modello	

4.8.2 Risultati ottenuti mediante RS2140
4.9 Commento ai risultati148
Capitolo 5
Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto151
5.1 Premesse
5.2 Utilizzo del software RS2 per l'inserimento degli interventi di stabilizzazione152
5.3 Fase 1
5.4 Fase 2
5.5 Fase 3
5.6 Fase 4
5.7 Fase 5
5.8 Fase 6
5.9 Commento ai risultati163
Conclusioni
Bibliografia167

Indice

Indice delle figure

Figura 1.1 Rupe del Tempio di Giunone
Figura 1.2 Cinematismi di rottura dei blocchi calcarenitici (Cotecchia et al., 2000)22
Figura 1.3 Planimetria geologia della rupe del Tempio di Giunone (Cotecchia et al., 2000)
Figura 1.4 Inviluppo della resistenza al taglio delle calcareniti (Cotecchia et al., 2000)24
Figura 1.5 Modellazione dell'ammasso calcarenitico e meccanismi di rottura determinati
attraverso il codice numerico UDEC (Cotecchia et al., 2000)
Figura 1.6 Meccanismi di rottura determinati attraverso il codice numerico UDEC.
inotizzando la formazione di una superficie di rottura profonda nelle argille di base
(Cotecchia et al. 2000)
Figura 1.7 Meccanismi di rottura determinati attraverso il codice numerico UDEC.
applicando un input sismico (Cotecchia et al. 2000) 27
Figura 1.8 Foto aerea della strada provinciale 4 tratta da Google Mans 28
Figura 1.9 Vista della porzione centrale della frana del 76' (Cotecchia et al. 2000) 28
Figure 1 10 Rupe di Orvieto e il suo abitato 30
Figura 1 11 Sezioni geologiche della rupe di Orvieto (Barla et al. 1990) 31
Figura 1.12 Principali meccanismi di instabilità (Barla et al. 1990) 32
Figura 1.13 Particolare del modello degli elementi finiti (Barla et al., 1990)
Figura 1.14 Condizioni esaminate nell'analisi FEM (Barla et al., 1990)
Figura 1.15 Analisi FEM con configurazione iniziale. A sinistra modello continuo a destra
modello discontinuo. Le figure A e C rappresentano le isolinee delle tensioni principali
massima e minima. Le figure B e D rappresentano le isolinee del rapporto di mobilitazione
(Barla et al., 1990)
Figura 1.16 Analisi FEM con configurazione A. A sinistra modello continuo a destra
modello discontinuo. Le figure A e C rappresentano le isolinee delle tensioni principali
massima e minima. Le figure B e D rappresentano le isolinee del rapporto di mobilitazione
(Barla et al., 1990)
Figura 1.17 Analisi FEM con configurazione B. A sinistra modello continuo a destra
modello discontinuo. Le figure A e C rappresentano le isolinee delle tensioni principali
massima e minima. Le figure B e D rappresentano le isolinee del rapporto di mobilitazione
(Barla et al., 1990)
Figura 1.18 Modello numerico ad elementi distinti: simulazione delle fasi di erosione (Barla
et al., 1990)
Figura 1.19 Spostamenti calcolati in assenza di intervento di consolidamento (Barla et al.,
1990)
Figura 1.20 Spostamenti calcolati nel caso di realizzazione degli interventi di
consolidamento (Barla et al., 1990)
Figura 1.21 Varie classifiche delle rocce in base alla resistenza a compressione uniassiale
(Sciotti, 1990)
Figura 1.22 Prova di consolidazione isotropa condotta da Johnston e Chiu (1981) (Barla et
al. 1990)

Figura 1.23 Curve tipo nelle prove idrauliche relative alla variazione della geometria della
frattura (Crivelli et al., 1990)46
Figura 2.1 Foto del pendio su cui insite la navata Nord della Cattedrale 24
Figura 2.2 Foto della Cattedrale scattata da piazza Don Minzoni. Si osserva l'ingresso
principale e il prospetto della torre campanaria su via Duomo
Figura 2.3 Foto raffigurante l'ingresso Sud della Cattedrale e la torre dell'orologio54
Figura 2.4 Interno della Cattedrale
Figura 2.5 Analisi storico costruttiva del monumento (1240-1470) (Panzeca, 2015)56
Figura 2.6 Analisi storico costruttiva del monumento (1470-1571) (Panzeca, 2015)57
Figura 2.7 Analisi storico costruttiva del monumento (1750-1882) (Panzeca, 2015)58
Figura 2.8 Progetto degli interventi sulla Cattedrale proposti dall'ingegnere Rubino nel
1972 (Panzeca, 2015)60
Figura 2.9 Progetto dell'ingegnere Rubino del 1973 (Panzeca, 2015)61
Figura 2.10 Assonometria lato Ovest con disposizione delle catene in elevazione (Panzeca,
2015)
Figura 2.11 Assonometria lati Nord e Sud con disposizione di tutte le catene (Panzeca,
2015)
Figura 2.12 Pianta a quota +1.70m, con disposizione delle catene Ø26 in fondazione
(Panzeca, 2015)
Figura 2.13 Sezione trasversale dei terreni B-B' con l'indicazione degli interventi di
consolidamento previsti. Modificata da Valore (2013)68
Figura 2.14 Planimetria con l'ubicazione schematica degli interventi di consolidazione
previsti (Valore, 2013)
Figura 2.15 Sezione trasversale dei terreni A-A' con l'indicazione schematica degli
interventi di consolidamento previsti. Modificata da Valore (2013)70
Figura 3.1 Stralcio della planimetria con ubicazione dei sondaggi. Modificata da Valore
(2013)
Figura 3.2 Sezione A-A'78
Figura 3.3 Sezione B-B'
Figura 3.4 Sezione C1-C1'
Figura 3.5 Successione stratigrafica all'interno del foro di sondaggio 21082
Figura 3.6 Successione stratigrafica all'interno del foro di sondaggio 205
Figura 3.7 Successione stratigrafica all'interno del foro di sondaggio 219
Figura 3.8 Grafico riportante l'andamento nel tempo della quota piezometrica nei
piezometri a corda vibrante (Valore, 2013)
Figura 3.9 Sezione A-A' con individuazione dell'altezza di falda intercettata dal sondaggio
219
Figura 3.10 Sezione B-B' con individuazione dell'altezza di falda intercettata dal
sondaggio 211
Figura 3.11 Sezione C-C' con individuazione dell'altezza di falda intercettata dai sondaggi
205, 210, 212
Figura 3.12 Planimetria schematica con ubicazione dei sondaggi per cui sono state fatte le
misure inclinometriche
Figura 3.13 Stratigrafia del foro di sondaggio D1 e diagramma relativo all'inclinometro
inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)90

Figura 3.14 Stratigrafia del foro di sondaggio D2 e diagramma relativo all'inclinometro
inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)91
Figura 3.15 Stratigrafia del foro di sondaggio D3 e diagramma relativo all'inclinometro
inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)92
Figura 3.16 Stratigrafia del foro di sondaggio S16 e diagramma relativo all'inclinometro
inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)93
Figura 3.17 Stratigrafia del foro di sondaggio S20 e diagramma relativo all'inclinometro
inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)94
Figura 3.18 Stratigrafia del foro di sondaggio S204 e diagramma relativo all'inclinometro
inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)95
Figura 3.19 Diagramma relativo all'andamento degli spostamenti in superficie in funzione
del tempo
Figura 3.20 Sezione B-B' con andamento della curva inclinometrica del sondaggio 204 97
Figura 3.21 Sezione B-B' con andamento della curva inclinometrica del sondaggio S2298
Figura 3.22 Composizione granulometrica dei campioni AGG (Valore, 2013)
Figura 3.23 Composizione granulometrica dei campioni AG (Valore, 2013)100
Figura 3.24 Composizione granulometrica dei campioni SL (Valore, 2013)101
Figura 3.25 Risultati delle prove di taglio diretto CD per provini di tipo AGG (Valore, 2013)
Figura 3.26 Prove di compressione triassiale CIU con misura delle pressioni neutre per i
provini AGG (Valore, 2013)102
Figura 3.27 Risultati delle prove di taglio anulare per provi AGG (Valore, 2013)103
Figura 3.28 Risultati delle prove di taglio diretto CD per provini di tipo AG (Valore, 2013)
Figura 3.29 Prove di compressione triassiale CIU con misura delle pressioni neutre per i
provini AG (Valore, 2013)104
Figura 3.30 Risultati delle prove di taglio anulare per provi AG (Valore, 2013)104
Figura 3.31 Risultati delle prove di taglio diretto CD per i provini SL (Valore, 2013) 105
Figura 3.32 Risultati delle prove di taglio anulare per i provini SL (Valore, 2013)105
Figura 3.33 Valori di resistenza a compressione semplice in funzione del peso secco
dell'unità di volume γ_d (Valore, 2013)106
Figura 3.34 Sezione A-A' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di
picco caratteristici. Modificata da Valore (2013)111
Figura 3.35 Sezione B-B' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di
picco caratteristici. Modificata da Valore (2013)111
Figura 3.36 Sezione C1-C1' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di
picco caratteristici. Modificata da Valore (2013)112
Figura 3.37 Sezione A-A' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di
picco e coesione nulla. Modificata da Valore (2013)112
Figura 3.38 Sezione B-B' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di
picco e coesione nulla. Modificata da Valore (2013)113
Figura 3.39 Sezione C1-C1' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di
picco e coesione nulla. Modificata da Valore (2013)
Figura 4.1 Centri delle superfici di scorrimento circolari all'interno della griglia122

Figura 4.3 Blocchi costituenti il volume instabile nel caso di superficie di scorrimento n	on
lineare (Rocscience)1	24
Figura 4.4 Generazione della mesh e individuazione delle condizioni al contro1	26
Figura 4.5 Foto raffigurante il lato Nord della Cattedrale1	28
Figura 4.6 Individuazione della superficie con fattore di sicurezza minore per la sezione .	A-
A'1	29
Figura 4.7 Individuazione della superficie con fattore di sicurezza minore per la sezione .	A-
A'1	30
Figura 4.8 Ricerca delle superfici circolari che meglio approssimano la superfici	cie
individuata dal professore Valore per la sezione A-A'	31
Figura 4.9 Superficie di scorrimento non circolare per la sezione A-A'	32
Figura 4.10 Individuazione della superficie con fattore di sicurezza minore per la sezio	me
B-B'	33
Figura 4.11 Sezione B-B'. Superfici di scivolamento con fattore di sicurezza compreso i	tra
11e?	34
Figura 4 12 Sezione B-B' Fattore di sicurezza ottenuto per la superficie imposta	35
Figura 4.13 Individuazione della superficie con fattore di sicurezza minore per la sezio	ne
$C1_C1^{\circ}$	36
Figure 4.14 Sezione C1 C1' Esttore di sigurezza ottenuto per la superficie imposta 1	37
Figure 4.15 Sezione P. P. Pisultate dell'angligi SSP	<i>J</i> / 1
Figure 4.16 Sezione D-D' rigultati dell'analigi SSR anastementi tetali nel acco di SI	41 DE
rigura 4.10 Sezione B-B risultati dell'analisi SSR, spostamenti totali nel caso di Si	КГ 42
critico part a $1,2$	42
Figura 4.17 Sezione B-B risultati dell'analisi SSR, spostamenti totali nel caso di SRF p	
a 2	43
Figura 4.18 Sezione B-B' risultati dell'analisi SSR con progressivo riduzione de	
caratteristiche di resistenza nei materiali	43
Figura 4.19 Sezione CI-CI [°] Risultato dell'analisi SSR	44
Figura 4.20 Sezione CI-CI ² indicazione del massimo spostamento	45
Figura 4.21 Sezione CI-CI ² . Deformata del pendio a seguito del collasso	45
Figura 4.22 Sezione A-A' Risultato dell'analisi SSR	46
Figura 4.23 Sezione A-A' Risultato dell'analisi SSR. Spostamenti totali	47
Figura 4.24 Sezione A-A' risultati dell'analisi SSR, spostamenti totali nel caso di SRF pa	ari
a 21	48
Figura 5.1 Sezione C1-C1' con indicazione degli interventi di stabilizzazione previ	sti
(Modificato da Valore, 2013)1	52
Figura 5.2 Configurazione elemento strutturale (Fiori, 2016)1	53
Figura 5.3 Inserimento degli interventi previsti nella fase 1 per la sezione C1-C1'1	54
Figura 5.4 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste ne	lla
fase 1 per la sezione C1-C1'1	55
Figura 5.5 Inserimento degli interventi previsti nella fase 2 per la sezione C1-C1'1	56
Figura 5.6 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste ne	lla
fase 2 per la sezione C1-C1'1	56
Figura 5.7 Inserimento degli interventi previsti nella fase 3 per la sezione C1-C1'1	57
Figura 5.8 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste ne	lla
fase 3 per la sezione C1-C1'1	58
Figura 5.9 Inserimento degli interventi previsti nella fase 4 per la sezione C1-C1'1	59

Figura 5.10 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nel	la
fase 4 per la sezione C1-C1'15	59
Figura 5.11 Inserimento degli interventi previsti nella fase 5 per la sezione C1-C1'16	50
Figura 5.12 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nel	la
fase 5 per la sezione C1-C1'16	51
Figura 5.13 Inserimento degli interventi previsti nella fase 6 per la sezione C1-C1'16	52
Figura 5.14 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nel	la
fase 6 per la sezione C1-C1'116	52

Indice

Indice delle tabelle

Tabella 1.1 Parametri geotecnici dei terreni dell'area della Rupe del tempio di Giunone
(Cotecchia et al, 2000)23
Tabella 1.2 Parametri geotecnici utilizzati nella verifica di stabilità della rupe (Cotecchia
et al., 2000)
Tabella 1.3 Parametri di resistenza e deformabilità adottati per la modellazione FEM (Barla
et al., 1990)
Tabella 3.1 Sondaggi eseguiti nel 1966 dalla commissione Grappelli72
Tabella 3.2 Sondaggi eseguiti nel 1981 dalla ditta Fondedile73
Tabella 3.3 Sondaggi eseguiti nel 2005 dal dipartimento Nazionale della Protezione Civile
Tabella 3.4 Sondaggi eseguiti nel 2008 dal dipartimento Nazionale della Protezione Civile.
Modificata da Valore (2013)74
Tabella 3.5 Sondaggi eseguiti nel 2012 dalla Protezione Civile. Modificata da Valore
(2013)
Tabella 3.6 Principali caratteristiche dei piezometri a corda vibrante80
Tabella 3.7 Risultati delle prove SPT (Valore, 2013)107
Tabella 3.8 Determinazione del grado di addensamento in funzione del numero di colpi
mediante la correlazione di Terzaghi-Peck (1948)108
Tabella 3.9 Determinazione dell'angolo di resistenza al taglio per lo strato R108
Tabella 3.10 Determinazione dell'angolo di resistenza al taglio per lo strato CL109
Tabella 3.11 Determinazione dell'angolo di resistenza al taglio per lo strato SL109
Tabella 3.12 Parametri caratteristici dei materiali costituenti il pendio114
Tabella 4.1 Parametri assegnati ai materiali per la modellazione con Slide127
Tabella 4.2 Fattori di sicurezza minimi

Indice

Introduzione

La maestosa Cattedrale di San Gerlando è fondata sulla parte più alta della collina di Agrigento, nel cuore del suo centro storico. Tale ubicazione, scelta al tempo della sua fondazione, nel secolo XI, per chiari motivi strategici, si è rivelata nel corso della sua storia la causa di persistenti dissesti. Il pendio è infatti soggetto ad una frana in continuo stato di avanzamento.

Scopo della presente Tesi di laurea è lo studio della stabilità del pendio, il quale verrà condotto in prima battuta attraverso il metodo dell'equilibrio limite, per poi proseguire mediante il metodo degli elementi finiti. L'utilizzo di entrambe le procedure permetterà di svolgere un confronto dei risultati ottenuti, al fine di comprenderne i vantaggi e i limiti di ambedue metodi.

Per poter affrontare in modo appropriato l'argomento è stato necessario effettuare un'accurata ricerca bibliografica preliminare, riportata all'interno del Capitolo 1. Sono stati analizzati tre casi studio, la cui scelta è stata dettata da un duplice motivo che li collega all'effettivo tema della Tesi: i problemi di instabilità innescatisi coinvolgono zone dall'elevato valore artistico, dovuto alla presenza di monumenti di pregio, inoltre si osserva come questi vengano affrontati attraverso il metodo numerico. A seguito di tale ricerca è stato effettuato un approfondimento inerente le rocce tenere con lo scopo di acquisire maggiori conoscenze sul loro comportamento meccanico, in quanto presenti nel sito di nostro interesse.

All'interno del Capitolo 2 si ha una descrizione architettonica della Cattedrale, al fine di comprenderne le peculiarità che la rendono uno dei più preziosi monumenti della Sicilia, seguita da una ricerca storica circa l'evoluzione della frana e come questa abbia avuto ripercussioni sul Duomo. Verranno esplicitati gli interventi che si sono susseguiti nel corso dei secoli ed in fine, si avrà una spiegazione degli interventi proposti.

Il Capitolo 3 raccoglie i risultati delle campagne di indagine effettate a partire dal 1966, anno significativo per la storia di Agrigento a causa del movimento franoso che coinvolse la zona dell'Addolorata, posta ai piedi del quartiere su cui si fonda la Cattedrale. Tra queste risulta particolarmente significativa la campagna di indagine effettuata nel 2012, in quanto ha permesso l'ottenimento di numerose misure inclinometriche attraverso le quali è stato possibile individuare la superficie di rottura. Inoltre, furono effettate prove di laboratorio da cui derivano i dati assunti per l'elaborazione dell'analisi.

All'interno del Capitolo 4 si ha lo studio della stabilità del pendio, effettuato inizialmente mediante metodo dell'equilibrio limite, in seguito attraverso metodo degli elementi finiti. Il capitolo si conclude con un commento ai risultati e il confronto fra i due

Introduzione

metodi adottati. Nel Capitolo 5 verranno, infine, verificate le opere previste attraverso il metodo degli elementi finiti.

Capitolo 1

Problemi di instabilità: analisi di casi studio e caratterizzazione delle rocce tenere

1.1 Premesse

All'interno di questo elaborato si vuole studiare il problema dell'instabilità del pendio su cui sorge la Cattedrale di Agrigento. Per far ciò, si è voluto preliminarmente, effettuare uno studio su casi analoghi, in cui strutture storico monumentali sono minacciate da un progressivo degrado, dovuto sia a cause strutturali sia a fattori geologici, geomorfologici e geotecnici. Questi sono fenomeni di instabilità che se attuati comporterebbero la perdita di un patrimonio. Attraverso questa ricerca si vuole innanzi tutto capire come avvicinarsi al problema, quali devono essere gli strumenti di cui munirsi necessariamente al fine di ottenere una valida soluzione, quali possono essere nei diversi casi le scelte risolutive più opportune. Va comunque evidenziato che ogni sito d'analisi rappresenta un caso a sé, caratterizzato da aspetti differenti, che se pur possono accomunarsi per la tipologia di fenomeno, il loro evolversi comporterebbe una serie di conseguenze con diverso sviluppo. La ricerca è stata condotta mediante un'analisi di tre casi studio da (Lollino, 2000) e (Barla, 1990), nello specifico: la rupe del Tempio di Giunone in Agrigento, il pendio ricadente sulla strada provinciale 4 di Agrigento, la rupe di Orvieto.

La scelta di analizzare casi che interessassero il territorio Agrigentino non è casuale in quanto, attraverso lo studio di un fenomeno d'instabilità sviluppatosi in zone limitrofe alla sede in esame, si vogliono cogliere gli aspetti che possono risultare comuni, quali ad esempio, la caratterizzazione geotecnica e geomorfologica e il tipo di fenomeno che si viene ad innescare. Va evidenziato che lo studio da cui si traggono i dati (Cotecchia, et al., 2000) è stato condotto nel 2000, di conseguenza la situazione attuale risulta modificata a seguito dell'effettiva realizzazione degli interventi. Appare comunque interessante per le ragioni sopracitate effettuare un approfondimento su tali dati.

Il caso studio della rupe di Orvieto, infine, è stato ritenuto di interesse per lo scopo di questo elaborato, in quanto si possono riscontrare alcuni aspetti comuni all'oggetto di studio. La rupe di Orvieto è costituita da rocce tenere, poggianti su argilla, analogamente a quanto accade per il pendio su cui sorge la Cattedrale di Agrigento. Inoltre si fa riferimento allo studio condotto da Barla et al. (1990) in cui il problema viene affrontato ricorrendo ai metodi di modellazione numerica, in modo da poter comprendere maggiormente i vantaggi di tale approccio.

In fine all'interno di questo capitolo si vuole effettuare un ulteriore approfondimento riguardante la natura delle rocce tenere e dei terreni, con riferimento alle specifiche condizioni presenti nel sito d'esame. Si vogliono definire gli strumenti necessari per la corretta caratterizzazione geotecnica. Ciò appare necessario in quanto permette di individuare quali devono essere le informazioni necessarie per la costituzione di un modello geotecnico.

1.2 Problemi di instabilità all'interno della Valle dei Templi di Agrigento

I primi due casi studio esaminati ricadono all'interno della valle dei Templi di Agrigento, luogo unico di rilevanza mondiale per l'elevato valore artistico, storico e archeologico, nonché patrimonio UNESCO. Nello specifico vengono analizzate due zone per le quali, a seguito dell'identificazione del modello geotecnico da adoperare, vengono condotte analisi di stabilità con l'intendo di individuare le cause che generano il fenomeno e poter porre delle possibili soluzioni. Le due zone sopracitate sono la collina su cui sorge lo stesso Tempio di Giunone (figura 1.1) e il versante ricadente sulla strada provinciale (figura 1.8), che nel '76 è stato interessato da una frana.

Il modello geotecnico dei due siti esaminati è stato elaborato sulla base dei dati ottenuti mediante rilievi geologico-strutturali, indagini geotecniche in sito e di laboratorio, controlli topografici e campagne di monitoraggio attuate sui due siti in tempi diversi e con finalità legate alle due tipologie di dissesto.

Quando ci si approccia allo studio di un sito affetto da instabilità è necessario acquisire il numero maggiore possibile di dati rappresentativi, atti a descriverne le caratteristiche ed individuare tutti quei fenomeni che possono creare una predisposizione, o nei casi più gravi lo scatenamento dell'instabilità. È utile dunque, definire la morfologia del sito, la sua stratificazione attraverso indagini geologiche, topografiche, geofisiche e geostrutturali. Inoltre risulta necessario individuare la presenza di falde, deflussi di corsi d'acqua, attraverso l'installazione di un'opportuna strumentazione, quali ad esempio piezometri di vario genere, al fine di prevenire l'insorgenza di sovrappressioni. È opportuno anche effettuare un'accurata raccolta dati inerenti al sito, in modo da comprendere se questo è stato interessato negli anni passati da altri eventi franosi o se ricade all'interno di un'area soggetta a fenomeni sismici. Di seguito vengono analizzati separatamente i due casi.

1.2.1 Rupe del Tempio di Giunone

La rupe del Tempio di Giunone (figura 1.1) presenta seri problemi di instabilità che si manifestano come fenomeni franosi di tipo crollo, ribaltamento e scivolamento di blocchi lungo le scarpate calcarenitiche e tipo scorrimento rotazionale quando coinvolgenti le sottostanti argille grigio azzurre della formazione di Agrigento (Cotecchia, et al., 2000).



Figura 1.1 Rupe del Tempio di Giunone

Le cause che generano l'insorgere dell'instabilità della rupe, individuate all'interno dell'elaborato studiato (Cotecchia, et al., 2000), visibili in figura 1.2, sono le seguenti:

- 1. Infiltrazioni di acque meteoriche all'interno delle fratture presenti nel blocco calcarenitico, che ne comporta un allargamento causato sia da processi di alterazione chimica che dilavamento, con la conseguenza di due possibili cinematismi: ribaltamento nel caso in cui i blocchi che si vengono ad isolare risultino snelli, con altezza molto maggiore rispetto alla base dello stesso, scivolamento se i blocchi generati hanno base maggiore dell'altezza;
- 2. Progressivo decadimento delle caratteristiche geotecniche del terreno di natura sabbiosa, sottostante il blocco calcarenitico, causato da infiltrazioni d'acqua veicolate dalle fratture. Le deformazioni plastiche del sottosuolo possono indurre movimenti differenziali dei blocchi sovrastanti, generando frane per espansione laterale;
- 3. Degrado e progressiva disgregazione della calcarenite affiorante generato dagli agenti atmosferici.



Figura 1.2 Cinematismi di rottura dei blocchi calcarenitici (Cotecchia et al., 2000)

Per tali ragioni si è effettuato lo studio di stabilità a seguito di un'approfondita campagna d'indagine. Le indagini, che hanno permesso di formulare un quadro completo di informazioni, sono state condotte nel novembre 1999. Sono stati eseguiti 8 sondaggi, quattro dei quali ubicati in prossimità del perimetro del tempio, per poterne studiare le fondazioni. I restanti quattro sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto al fine di determinare le quote piezometriche. I sondaggi sono anche serviti alla definizione dell'assetto stratigrafico osservabile in figura 1.3.



Figura 1.3 Planimetria geologia della rupe del Tempio di Giunone (Cotecchia et al., 2000)

In affioramento si rileva la presenza di argille con comportamento plastico, non sature, leggermente sovraconsolidate, costituenti uno strato non superiore agli 8 m. Al di sotto vi è un banco calcarenitico, roccia tenera, di spessore 11 m. Il passaggio fra i due strati risulta graduale. Il blocco di roccia presenta un indebolimento, probabilmente una faglia, che attraversa trasversalmente il banco nella zona compresa tra il tempio e l'Ara antistante. Analoghe strutture dislocative sembrano delimitare la rupe in direzione N-S ed E-W. Il blocco, inoltre, appare interessato da un duplice sistema di discontinuità, le quali potrebbero essere causate sia dall'azione disgregatrice e dilavante delle acque di ruscellamento, sia ad effetti gravitativi coinvolgenti i blocchi più sporgenti della rupe. I giunti di fratturazione di maggiore frequenza e persistenza si sviluppano parallelamente, e solo in alcuni casi, trasversali all'andamento del versante (Cotecchia, et al., 2000).

Al di sotto della calcarenite vi è uno strato di sabbia argilloso-limosa ben addensata, sede di una falda acquifera. Tale strato ha uno spessore non superiore ai 7 m. Nei tratti in cui è affiorante si osservano fenomeni che favoriscono il cedimento per erosione del piede, comportando il ribaltamento dei blocchi di calcarenite sovrastanti. Procedendo ulteriormente in profondità si riscontra argilla grigio-azzurra, satura, sovraconsolidata.

Tali descrizioni sono possibili non solo attraverso l'osservazione della distribuzione dei diversi strati nei provini prelevati, ma anche mediante prove di caratterizzazione geotecnica. Nella tabella 1.1 vengono riportati i risultati delle prove condotte sui terreni.

MATERIALE	γ_{s}	γ d	W	e	S	WL	PI
	kN/m^3	kN/m^3	%	%	%	%	%
Argilla superiore	20,2 (+/-0,3)	16,3 (+/-0,6)	24 (+/-3)	0,69 (+/-0,07)	95 (+/-3)	59 (+/-6)	34,5 (+/- 3,7)
Sabbia argillosa- limosa	19,7 (+/-1,1)	16,8 (+/-1,6)	17,7 (+/-6)	0,63 (+/-0,15)	71 (+/-28)	-	-
Argilla grigio-	21,0	17,5	18,6	0,57	95	39	20,1
azzurra	(+/-0,2)	(+/-0,1)	(+/-4)	(+/-0,15)	(+/-4)	(+/-8,7)	(+/-6)

Tabella 1.1 Parametri geotecnici dei terreni dell'area della Rupe del tempio di Giunone (Cotecchia et al, 2000)

Per la caratterizzazione delle proprietà meccaniche delle sabbie sono state effettuate sia prove in situ di tipo penetrometriche dinamiche SPT, sia prove di laboratorio a seguito del prelievo di provini indisturbati. Per la caratterizzazione dei litotipi argillosi sono state condotte esclusivamente prove di laboratorio. Quest'ultime sono sia di compressione triassiale che di taglio diretto. Sono state anche condotte prove edometriche per la definizione dei caratteri di deformabilità. All'interno dell'elaborato esaminato (Cotecchia, et al., 2000) però non vengono riportati i risultati di tali prove. La caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso calcarenitico è stata determinata attraverso rilievi geostrutturali in sito e prove di laboratori eseguite sui provini, prelevati mediante 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo. Nello specifico, sono state condotte prove di compressione triassiale, i cui risultati sono riportati in figura 1.4, e uniassiale per la

caratterizzazione geomeccanica della roccia intatta. Il criterio lineare di rottura adottato è quello di Mohr-Coulomb. Per la caratterizzazione delle discontinuità si è ricorso a rilievi geostrutturali eseguiti in sito. Va ricordato che le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso e il suo comportamento deformativo dipendono sia dalla risposta meccanica della roccia intatta sia dalle caratteristiche delle superfici di discontinuità. Per tale motivo, per tener conto del reale comportamento dell'ammasso roccioso, sono state fatte correzioni ai dati ottenuti relativi alla roccia intatta. Per la corretta caratterizzazione di quest'ultima, appaiono interessanti i risultati ottenuti dalla prova uniassiale, i quali evidenziano un incremento di resistenza a compressione dall'alto verso il basso del banco, risultato che ritrova suo riscontro nell'analisi dalla variazione tessiturale della calcarenite. Il comportamento a rottura per tutti i campioni esaminati è stato elasto-plastico.



Figura 1.4 Inviluppo della resistenza al taglio delle calcareniti (Cotecchia et al., 2000)

Dall'analisi geostrutturale emerge che l'ammasso roccioso è costituito da una stratificazione disposta leggermente a reggi-poggio rispetto al versante analizzato. Si osserva la presenza di tre famiglie principali di discontinuità di cui, una disposta in direzione della stratificazione e le altre due in direzioni subverticali tra loro, condizione che consente l'isolamento di blocchi di forma prismoide.

I parametri di resistenza al taglio di picco delle discontinuità sono stati stimati applicando la relazione di Barton, apportando le dovute correzioni ai valori JRC₀ e JCS₀ determinati in sito per tener conto del fattore scala.

Per definire l'indice di qualità dell'ammasso roccioso si è fatto riferimento ai sistemi RMR e GSI, dai quali risulta classificabile come scadente nella porzione più alta e discreto nella parte più sana.

Nella tabella 1.2 sono riassunte le caratteristiche geotecniche adottate per l'analisi di stabilità, la quale è stata effettuata con il metodo degli elementi distinti applicando il codice UDEC, il quale consente di analizzare il fenomeno nelle sue fasi di innesco ed evoluzione.

	Calcarenite	Giunti ammasso	Sabbia	Argilla
γ (kN/m ³)	18		21	20
E (GPa)	7		0,18	0,05
v	0,30		0,25	0,25
φ_{p} (°)	30°		28°	20°
c (kPa)	700		0	40
JRC (kPa)		15		
JCS (kPa)		600		
$\varphi_{\rm r}$ (°)		20°		

Tabella 1.2 Parametri geotecnici	utilizzati nella	verifica	di stabilità	della rupe	e (Cotecchia	et al.,
	2000))		_		

Il modello costitutivo dell'ammasso roccioso è stato ipotizzato perfettamente elastoplastico con criterio di plasticizzazione secondo Mohr-Coulomb, mentre per il comportamento dei giunti è stato assunto un inviluppo di rottura alla Mohr-Coulomb di tipo elastico.

Per l'elaborazione numerica è stata adottata la sezione più rappresentativa del dissesto. La verifica è stata condotta sia in condizioni statiche che dinamiche, andando ad analizzare tre possibili cinematismi di dissesto:

- 1. Fenomeni di rammollimento dei terreni argillosi e sabbiosi posti alla base del blocco calcarenitico con conseguente incremento dello stato tensionale e deformativo;
- 2. Scivolamento rotazionale a seguito della formazione di una superficie di rottura nell'argilla di base;
- 3. Comportamento dell'ammasso roccioso in presenza di condizioni sismiche.

La figura 1.5 mostra due configurazioni: quella attuale, indicata con l'apice a, e quella a seguito dell'innesco del primo cinematismo, indicata con l'apice b. Da quest'ultima si osserva il distacco dei blocchi delimitati inferiormente dalla superficie di discontinuità ipotizzata, il quale genera un ulteriore scivolamento del terreno sottostante, portando il versante a condizioni di instabilità totale.



Figura 1.5 Modellazione dell'ammasso calcarenitico e meccanismi di rottura determinati attraverso il codice numerico UDEC (Cotecchia et al., 2000)

Il secondo cinematismo, che prevede la formazione di una superficie di rottura profonda nelle argille di base, ha notevoli conseguenze sul blocco calcarenitico. Si osserva in figura 1.6, nel riquadro con l'apice b, il distacco dei blocchi a cui seguono fenomeni di ribaltamento e scivolamento degli stessi.



Figura 1.6 Meccanismi di rottura determinati attraverso il codice numerico UDEC, ipotizzando la formazione di una superficie di rottura profonda nelle argille di base (Cotecchia et al., 2000)

Il terzo cinematismo visibile in figura 1.7, prevede il suo sviluppo nel caso dell'istaurarsi di condizioni sismiche. Si osserva inizialmente lo scivolamento e il crollo dei blocchi esterni, i quali generano, in una seconda fase, il distacco dei blocchi più interni a seguito della perdita di confinamento, condizioni che portano al completo distacco del blocco calcarenitico. Il substrato sabbioso e argilloso risulta interessato da fenomeni di snervamento e plasticizzazione accompagnati dalla generazione di fratture in sommità.

Capitolo 1 - Problemi di instabilità: analisi di casi studio e caratterizzazione delle rocce tenere



Figura 1.7 Meccanismi di rottura determinati attraverso il codice numerico UDEC, applicando un input sismico (Cotecchia et al., 2000)

Gli interventi che sono stati proposti per la risoluzione dei problemi di instabilità sopra descritti sono i seguenti (Cotecchia, et al., 2000):

- Ancoraggio dei blocchi calcarenitici alla retrostante roccia stabile, mediante bulloni in acciaio inossidabile;
- Applicazione di malte cementizie e o resine per la chiusura delle fratture presenti nel blocco calcarenitico attraverso iniezioni profonde, in modo da impedire l'ingresso in esse di acqua;
- Sottomurazione delle zone aggettanti in cui si manifestano fenomeni di erosione eolica al piede. L'intervento prevede l'utilizzo di blocchi di calcarenite con caratteristiche tecniche e cromatiche analoghe a quelle della pietra presente in situ;
- Drenaggio del terreno di base del blocco calcarenitico.

1.2.2 Versante ricadente sulla strada provinciale 4

Il 25 dicembre del 1976 si innescò un movimento franoso sul versante orientale della collina dei Templi di Agrigento (figura 1.8) a seguito di forti precipitazioni, le quali comportarono l'incremento delle pressioni interstiziali, generando la rimobilizzazione dello scorrimento già avvenuto nel '73 e la generazione di nuovi meccanismi coinvolgenti ulteriori porzioni di versante. Il fenomeno si esplicitò con la combinazione di meccanismi di scorrimento rotazionale e ribaltamento frontale, che coinvolsero una superficie di circa 43 ettari. Si generò il ribaltamento di una consistente porzione di parete calcarenitica a seguito di fenomeni di erosione al piede e della generazione di sovrappressioni all'interno della preesitente frattura di trazione. Inoltre un'ulteriore porzione del versante si mobilizzò determinando un rigonfiamento al piede del versante visibile in figura 1.9.



Figura 1.8 Foto aerea della strada provinciale 4 tratta da Google Maps



Figura 1.9 Vista della porzione centrale della frana del 76' (Cotecchia et al., 2000)

All'epoca in cui è stato redatto il testo a cui si fa riferimento (Cotecchia, et al., 2000) emergevano segni di continui movimenti di modesta entità riscontrabili anche attraverso lesioni apertesi sul manto stradale.

Le indagini svolte hanno consentito di individuare un corpo di frana caratterizzato da spessori compresi tra i 15 e i 23 m. In esso si distinguono tre intervalli litologici, il primo essenzialmente calcarenitico-sabbiaoso originato dalla frammentazione dei blocchi calcarenitici franati, il secondo essenzialmente eterogeneo di natura argilloso-sabbiosa includente piccoli ciottoli lapidei. A quote localmente variabili si riscontra un terzo intervallo litologico caratterizzato dalla presenza di sabbie grossolane sature d'acqua e argille limose nel quale è possibile individuare discontinuità inclinate, probabilmente legate ad un evento franoso antecedente a quello del 1976.

Per la realizzazione del modello geologico e geotecnico utilizzato per le verifiche di stabilità si è fatto riferimento alla seguente schematizzazione geologica:

- Argille superiori frammiste a detrito eluviale riscontrate anche nella Rupe del Tempio di Giunone con spessore minimo accertato di 6 m;
- Calcareniti di spessore variabile tra 8 e 2 m;
- Sabbie da grosse a medio-fini, includenti intervalli sottili di materiale argilloso e organico. Tale strato ha uno spessore variabile tra i 5 e 8 m;
- Argille grigio-azzurre che con l'aumento della profondità tendono a diventare a granulometria sempre più sottile. Queste sono differenziabili in tre intervalli litologici con presenza di detriti lapidei di frana.

Gli interventi che sono stati proposti per il consolidamento del versante hanno ridotto impatto ambientale e strutturale e si prefiggono il raggiungimento dei seguenti scopi:

- L'incremento delle caratteristiche di resistenza meccanica dell'ammasso roccioso mediante l'inserimento di rinforzi lineari quali pali di piccolo diametro e tiranti;
- Riduzione delle pressioni interstiziali attraverso drenaggi sub-orizzontali atti ad abbassare il livello delle falde acquifere presenti e a favorire il rapido allontanamento dell'acqua di infiltrazione;
- Appesantimento del piede della frana ottenuto mediante una rimodellazione del versante. Le verifiche di stabilità mostrano che a seguito di questo intervento si ottiene un incremento del 5% del fattore di sicurezza.

Inoltre sono previste l'inserimento di opportune canalette di raccolta delle acque superficiali e la piantumazione di piante autoctone finalizzati al controllo dell'erosione del banco calcarenitico.

Al fine di non alterare l'aspetto ambientale si prevede di non demolire i blocchi precedentemente crollati sul pendio in quanto ormai parte integrante del paesaggio. Per evitarne un possibile scivolamento verranno effettuati interventi di sottomurazione e/o chiodatura. Al fine di garantire la massima sicurezza del traffico, che si svolge sulla strada provinciale, verrà inserito un rilevato in terra con funzione di barriera paramassi (Cotecchia, et al., 2000).

1.3 La rupe di Orvieto

L'area circostante il colle su cui sorge l'abitato di Orvieto (figura 1.10) è interessata da fenomeni di instabilità generati dall'evoluzione morfologica naturale del pendio, aggravata dagli effetti di interventi antropici negativi, quali lo scavo di gallerie e cavità di varie dimensioni, sia nella zona di piede sia in corrispondenza della piastra tufacea. Per lo studio del fenomeno ci si è basati sul lavoro di Barla et al. (1990), in cui, dopo un inquadramento del problema, vengono riportati i risultati ottenuti mediante l'utilizzo di due differenti modelli matematici, il metodo degli elementi finiti e il metodo degli elementi distinti.

Il metodo degli elementi finiti è stato utilizzato per esaminare tre diverse condizioni in cui il pendio può trovarsi. A seguito di questa analisi è stata condotta una modellazione numerica con il metodo degli elementi distinti, per verificare l'efficacia di un possibile intervento di rinforzo della rupe. Questo metodo infatti permette di studiare il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso attraverso l'analisi delle interazioni fra gli elementi che lo costituiscono. Ciascun blocco, dotato di proprie caratteristiche di deformabilità e resistenza, è separato da interfacce, rappresentanti le discontinuità, a cui sono assegnate angolo d'attrito e deformabilità normale e tangenziale (Barla, et al., 1990).

Di seguito verrà prima definita la composizione stratigrafica della rupe, al fine di comprendere al meglio le scelte attuate nel corso della modellazione numerica. Poi verranno introdotti i due metodi spiegando i risultati ottenuti.



Figura 1.10 Rupe di Orvieto e il suo abitato

La rupe è costituita nella parte sommitale da una piastra tufacea, nella cui formazione si riscontrano due litotipi: litoide e pozzolana. Al di sotto dei tufi si ha la "Serie dell'Albornoz", costituita da sedimenti fluvio-lacustri, di spessore variabile sino a 15 m. In

fine, alla base si incontra uno strato omogeneo di argilla. Tale successione stratigrafica è chiaramente illustrata in figura 1.11.



Figura 1.11 Sezioni geologiche della rupe di Orvieto (Barla et al., 1990)

I meccanismi di instabilità individuati nell'elaborato sopra citato (Barla, et al., 1990) sono i seguenti (figura 1.12):

- A. Scoscendimenti rotazionali coinvolgenti la zona detritica in superficie e il tetto della formazione argillosa. Tale fenomeno in certi casi comporta anche lo scalzamento al piede della parete tufacea;
- B. Ribassamento di zolle marginali della balza tufacea;
- C. Ribaltamento e/o rotolamento di blocchi di tufo;
- D. Crollo e rottura basale di prismi tufacei;



Figura 1.12 Principali meccanismi di instabilità (Barla et al., 1990)

Attraverso le indagini eseguite e i dati reperibili in letteratura è stato possibile definire i parametri geomeccanici caratterizzanti i litotipi presenti. Di seguito si riportano alcune delle informazioni che sono state necessarie per la definizione del modello numerico. Nell'elaborazione della modellazione numerica le argille di base sono state considerate come un mezzo continuo, omogeneo ed isotropo in quanto, da un'osservazione delle carote estratte dai sondaggi, emerge che queste hanno un grado di fratturazione ridotto in profondità. Le uniche zone in cui si rilevano più sistemi di discontinuità sono le parti affioranti. In modo analogo anche la serie dell'Albornoz è stata assimilata ad un mezzo continuo omogeneo.

Per quanto riguarda la formazione tufacea si riscontra una frantumazione sistematica nella parte litoide, per poi annullarsi in corrispondenza della parte pozzolanica. I giunti hanno superfici poco scabre e lineari. Possono essere identificati quattro sistemi di giunti principali, tutti subverticali:

- Un sistema di giunti parallelo al fronte, la cui frequenza diminuisce addentrandosi verso il centro della rupe;
- Un sistema circa perpendicolare al precedente, riscontrabile in più punti, con giunti molto persistenti, la cui estensione copre quasi tutta l'altezza della rupe;
- Due sistemi congiunti, i quali formano un angolo di circa 45° con il fronte. Questi sono localizzati al bordo della rupe e negli speroni isolati.

Per tali ragioni la parte pozzolanica nella costituzione del modello è stata considerata un mezzo omogeneo continuo, mentre il tufo costituente la parte litoide, a causa della presenza di fratture, non può essere assimilata ad un mezzo continuo.

Attraverso il metodo degli elementi finiti sono stati studiati due modelli uno "continuo" e uno "discontinuo". Per quest'ultimo le fratture subverticali della parete tufacea sono state simulate attraverso l'introduzione di elementi giunto.

Per la definizione del modello si è scelta una sezione rappresentativa contenente le zone di maggior altezza della rupe, con condizioni che ben descrivono il sito d'interesse.

I modelli sono entrambi costituiti da 2100 elementi quadrilateri isoparametrici. Quello "discontinuo" comprende inoltre 59 elementi giunto. I punti nodali sono 2195. Si osserva come la scelta della dimensione degli elementi costituenti la maglia non è casuale infatti sono stati utilizzate blocchi di minore dimensione nei punti in cui ci si aspetta una concentrazione di tensioni maggiore. Inoltre il passaggio dai blocchi più piccoli a quelli più grandi risulta essere graduale, conferendo omogeneità al modello (figura 1.13).



Figura 1. 13 Particolare del modello degli elementi finiti (Barla et al., 1990)

Le analisi sono state condotte in campo elasto-plastico, adottando per i diversi litotipi il criterio di resistenza di Coulomb. In tabella 1.3 sono riportati i valori assunti per i parametri di deformabilità e resistenza.

	c _p (kPa)	c _r (kPa)	φ _p (°)	φr (°)	E _d (MPa)	E _{d post} rott. (MPa)
Detrito	0	0	35	35	50	
Argilla superficiale	0	0	18	18	50	
Argilla profonda	50	0	28	18	500	
Albornoz	5	5	35	35	500	
Tufo lapideo	600	150	30	27	2000	1000
Tufo pozzolanico	300	75	30	27	2000	1000
Giunti	30	0	30	30		

Tabella 1.3 Parametri di resistenza e deformabilità adottati per la modellazione FEM (Barla et al., 1990)0.3

Le cause scatenanti l'instabilità considerate nell'analisi con il metodo degli elementi finiti sono le seguenti:

- A. Decadimento delle caratteristiche meccaniche del tufo e delle argille sottostanti;
- B. Innesco di un evento franoso, al piede della rupe tufacea, interessante la coltre detritica ed il tetto delle argille. Ciò è stato simulato asportando del materiale appartenente alla coltre detritica e al tetto delle argille.

La figura 1.14 mostra uno schema riepilogativo delle analisi svolte. Lo stato tensionale iniziale è stato definito sulla base dell'applicazione del peso proprio agli elementi costituenti il modello.



Figura 1.14 Condizioni esaminate nell'analisi FEM (Barla et al., 1990)

I risultati relativi alle diverse fasi di calcolo sono riportati sotto forma di curve di egual valore della tensione principale minima σ_3 , della tensione principale massima σ_1 e del rapporto di mobilitazione, dato dal rapporto tra le tensioni massime di taglio agente e la resistenza a taglio disponibile sulla base del criterio di resistenza adottato (Barla, et al., 1990).

La configurazione iniziale, ossia quella soggetta al solo peso proprio dei litotipi, presenta uno stato tensionale molto differente dagli altri due casi esaminati. Nel modello continuo (figura 1.15 A) la concentrazione delle tensioni alla base della rupe è superiore al caso discontinuo (figura 1.15 C), nel quale si ha lo sviluppo delle zone soggette a trazione nella piastra tufacea. Sempre all'interno del modello continuo (figura 1.15 B) la zona plasticizzata è identificabile nella zona di passaggio tra l'Albornoz e l'argilla e in tutta la coltre detritica, mentre nel modello discontinuo è limitata all'area sottostante la parete (figura 1.15 D).

Capitolo 1 - Problemi di instabilità: analisi di casi studio e caratterizzazione delle rocce tenere



Figura 1.15 Analisi FEM con configurazione iniziale. A sinistra modello continuo a destra modello discontinuo. Le figure A e C rappresentano le isolinee delle tensioni principali massima e minima. Le figure B e D rappresentano le isolinee del rapporto di mobilitazione (Barla et al., 1990)

La riproduzione della condizione relativa al caso A (figura 1.14), comporta nel modello continuo un abbassamento dei valori di tensione nella fascia di tufo e nell'argilla sottostante (figura 1.16 A), zone per le quali si è imposto il decadimento delle caratteristiche meccaniche. Nel modello discontinuo la ridistribuzione tensionale è meno evidente e si assiste ad una riduzione delle zone di trazione dei blocchi (figura 1.16 C). Sia per il modello continuo che per quello discontinuo si osserva un ampliamento delle zone plasticizzate rispetto al caso precedente. Nello specifico appaiono evidenti zone plasticizzate anche in corrispondenza della parete tufacea soprattutto nel modello continuo (figura 1.16 B).
Capitolo 1 - Problemi di instabilità: analisi di casi studio e caratterizzazione delle rocce tenere



Figura 1.16 Analisi FEM con configurazione A. A sinistra modello continuo a destra modello discontinuo. Le figure A e C rappresentano le isolinee delle tensioni principali massima e minima. Le figure B e D rappresentano le isolinee del rapporto di mobilitazione (Barla et al., 1990)

La riproduzione del caso B (figura 1.14) comporta risultati simili a quelli ottenuti attraverso il caso A. In particolare i valori del rapporto di mobilitazione in parete sono di poco inferiori al caso precedente mantenendo la medesima zona di plasticizzazione (figura 1.17).

Capitolo 1 - Problemi di instabilità: analisi di casi studio e caratterizzazione delle rocce tenere



Figura 1.17 Analisi FEM con configurazione B. A sinistra modello continuo a destra modello discontinuo. Le figure A e C rappresentano le isolinee delle tensioni principali massima e minima. Le figure B e D rappresentano le isolinee del rapporto di mobilitazione (Barla et al., 1990)

Da quanto osservato mediante le analisi dei tre casi riprodotti si può conclude che la scelta dei parametri geotecnici ha notevole influenza sullo stato tensionale iniziale. Per tale ragione l'individuazione di questi e delle condizioni iniziali rivestono un aspetto fondamentale per il calcolo numerico.

La presenza dei giunti influenza la distribuzione tensionale nel tufo, riducendo i valori di trazione in parete. I blocchi di valle tendono a ruotare sul piede fenomeno effettivamente riscontrato in sito.

Alla luce dei risultati ottenuti gli interventi proposti sono i seguenti:

- Interventi passivi atti al consolidamento della fascia corticale di tufo in parete;
- Interventi attivi con l'intendo di ricomprimere, per quanto possibile, il piede;
- Risistemazione del pendio circostante la rupe con attenzione alla zona di frana.

L'efficacia degli interventi proposti è stata verificata attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi distinti. In questo caso il procedimento è stato scomposto in tre fasi iniziali, che hanno consentito di condurre il modello alle condizioni effettive osservate in sito (figura 1.18). Nello specifico la fase "a" simula semplicemente le condizioni iniziali con l'applicazione dello stato gravitativo al modello. Nella fase "b" viene simulata l'erosione attraverso la rimozione dei due blocchi di tufo più esterni. La fase "c" permette il raggiungimento della configurazione reale attraverso la rimozione di un altro elemento di tufo e di un cuneo di Albornoz.



Figura 1.18 Modello numerico ad elementi distinti: simulazione delle fasi di erosione (Barla et al., 1990)

Giunti a questa fase di calcolo si ipotizza un meccanismo capace di indurre i fenomeni deformativi a cui è soggetta la rupe (scoscendimenti, rotazioni, ecc.). Viene quindi imposta la perdita di resistenza dei materiali alla base della parete per due modelli differenti: per il primo non viene previsto l'inserimento di alcun elemento di rinforzo, per il secondo si prevede invece la realizzazione dell'intervento. Dal confronto fra i risultati ottenuti mediante i due diversi modelli è possibile dedurre l'efficacia dell'intervento proposto. In particolare vengono confrontati gli spostamenti delle due configurazioni (figure 1.19 e 1.20).



Figura 1.19 Spostamenti calcolati in assenza di intervento di consolidamento (Barla et al., 1990)



Figura 1.20 Spostamenti calcolati nel caso di realizzazione degli interventi di consolidamento (Barla et al., 1990)

1.4 Le rocce tenere

Diversi autori basano la definizione di roccia tenera essenzialmente sulla resistenza a compressione uniassiale. Facendo riferimento alla classificazione riportata in Sciotti, 1990 e proposta dalla ISRM (1978), essa non deve superare 25 MPa (figura 1.21). Il limite inferiore varia da 3,6 MPa a 1,2 MPa a seconda degli autori a cui si fa riferimento. Un ulteriore criterio riportato in Barla et al. (1990), proposto dagli autori Morgenstern e Eigenbrod (1974), che permette di identificare le rocce tenere è la variazione di resistenza

non drenata provocata dall'immersione in acqua: nel loro studio i due autori effettuarono numerose analisi su diversi campioni, esprimendo la perdita di resistenza dovuta all'immersione in acqua in funzione del rapporto tra la resistenza non drenata Cu prima e dopo l'immersione. Gli autori pervengono alla convinzione che un sedimento che per immersione perde il 60% della sua resistenza caratteristica in condizione di umidità naturale, debba essere considerato alla stregua di un terreno (argilla), mentre perché si possa ritenere roccia intatta tale variazione deve essere inferiore al 40% (Barla, et al., 1990).



Uniaxial compressive strenght. MPa

Figura 1.21 Varie classifiche delle rocce in base alla resistenza a compressione uniassiale (Sciotti, 1990)

Questa distinzione è importante per l'ingegnere geotecnico al fine di comprendere se lo studio del comportamento di tali materiali debba essere condotto facendo riferimento alle leggi della meccanica delle rocce o delle terre.

Le caratteristiche intrinseche che determinano in tali rocce bassi valori di resistenza comportano anche:

- Deformabilità più elevata di quella delle rocce compatte;
- Forte dipendenza della resistenza dal grado di saturazione e/o dalle temperature;
- Caratteri di eterogeneità e anisotropia maggiormente marcati rispetto a quanto risulta nelle rocce compatte.

La categoria di rocce tenere comprende materiali molto variegati per genesi, caratteri strutturali e proprietà. Le cause per cui una roccia presenti tali caratteristiche possono essere

di tipo intrinseco, ovvero imputabili alla natura stessa del materiale roccioso, per esempio indotti dalle caratteristiche dei minerali costituenti. In questi casi si giunge alla condizione di roccia tenera a seguito di processi di genesi e diagenesi (quest'ultimo è un fenomeno che trasforma progressivamente sedimenti sciolti in rocce). Rientrano in questa categoria le marne, le calcareniti, i tufi, le argilliti, i gessi, le arenarie ecc. (Barla, et al., 1990). La condizione di roccia tenera può essere anche indotta da cause estrinseche, ossia la presenza di debolezze strutturali (discontinuità) o in seguito a alterazioni e tettonizzazioni. Questa categoria è rappresentata da rocce tendenzialmente non omogenee, caratterizzate da bassa resistenza a compressione monoassiale, imputabile al grado di alterazione o a fattori di natura geostrutturale.

Nei casi in cui la roccia possa essere ritenuta tenera a causa di fattori genetici, si può ritenere che tale caratteristica si possa estendere, in prima approssimazione, con discreta uniformità, nell'ammasso roccioso. Negli altri casi invece la roccia tenera può rappresentare soltanto situazioni locali, generalmente molto circoscritte rispetto alle dimensioni dell'intero corpo geologico, ma tuttavia rilevanti nei confronti di un'opera di ingegneria (Sciotti, 1990).

Le caratteristiche meccaniche delle rocce tenere sono notevolmente influenzate dai diversi processi di formazione i quali generano l'alterazione dalla struttura e tessitura delle rocce e dei terreni di origine, comportandone la variazione di alcune proprietà come la resistenza al taglio, la compressibilità, la deformabilità e la permeabilità.

Poiché le rocce tenere presenti nel territorio Agrigentino e in particolar modo all'interno della zona esaminata, sono di tipo calcarenite e quindi, come detto precedentemente, formatesi da processi diagenetici, verrà svolto un approfondimento in merito e come tali processi di formazione influiscano sulla tessitura e sulla struttura, con ripercussioni sulle caratteristiche di resistenza e deformabilità.

1.4.1 Influenza dei processi diagenetici

"Per diagenesi si intende generalmente quel complesso di trasformazioni fisiche e chimiche che avvengono entro un sedimento durante e dopo la deposizione. La diagenesi comprende i fenomeni di assestamento, di compattazione, di cementazione e ricristallizzazione ecc." (Barla, et al., 1990).

Alcune ricerche dimostrano che la legge sforzi-deformazioni delle rocce tenere è altamente non lineare. Il comportamento deformativo di questi materiali è infatti influenzato, oltre che dallo stato tensionale e dai percorsi di sollecitazione, dalla sua storia geologica e in particolar modo dal grado di cementazione. Le rocce tenere generatesi per mezzo di processi diagenetici per cementazione subiscono un notevole decremento dei parametri di rigidezza al variare del livello deformativo.

Alcuni autori hanno investigato le ripercussioni che si hanno sul comportamento meccanico delle rocce a seguito della disgregazione della cementazione indotta dall'incremento di deformazione.

Di particolare interesse risultano gli studi condotti da Leddra et al. (1990) i quali osservano il comportamento deformativo di calcari fini di bassa resistenza con il variare del grado di cementazione. Essi conducono diverse prove di compressione monoassiale in

condizione di deformazione laterale impedita (ottenuta attraverso continui aggiustamenti della tensione di confinamento laterale in risposta alle variazioni di deformazione radiale) e prove triassiale consolidate non drenate (Barla, et al., 1990).

Dall'osservazione della prima tipologia di prove gli autori costatano che, per bassi livelli tensionali, i campioni analizzati manifestano un comportamento elastico. Ma con l'incremento delle tensioni applicate, si osserva una deformazione della struttura d tipo duttile dovuta alla riorientazione dei grani, processo che si propaga fino a quando la struttura divenuta sufficientemente densa e non consente più i movimenti relativi fra i grani. In tali condizioni insorge un incremento di resistenza dei materiali. Nel caso specifico di calcari fini è stato dimostrato che la resistenza offerta dal grado di cementazione comporta un più rapido incremento delle tensioni efficaci all'aumentare dello stato di deformazione. "Quando la struttura inizia a plasticizzarsi, la compressibilità dello scheletro solido aumenta e si avvia il progressivo trasferimento delle tensioni dallo scheletro solido al liquido, determinando così l'insorgere di pressioni interstiziali" (Barla, et al., 1990). Poiché i provini adottati per le prove sono permeabili, si ha una rapida dissipazione delle sovrappressioni processo che continua fino a quando l'incremento di densità induce l'attrito tra i grani aumentando la resistenza del materiale. Il raggiungimento di questa condizione è funzione di numerosi parametri tra cui la porosità.

Attraverso l'osservazione del comportamento di rocce porose sedimentarie sottoposte a prove di compressione monoassiale con deformazione laterale impedita, si evince come la deformabilità dello scheletro solido costituito dai componenti mineralogici e il grado di cementazione fra questi, influenzino il legame fra lo stato tensionale e il volume dei pori.

Altre osservazioni interessanti sull'influenza della consolidazione, rispetto al comportamento meccanico di tali materiali, derivano dalle prove sperimentali eseguite sulle argilliti di Melbourne da Johnston e Chiu (1981), riportate in Barla et al. (1990) i cui risultati sono mostrati in figura 1.22. Gli autori confrontano il comportamento delle argilliti con quello dei terreni, nello specifico argilla sovraconsolidata, a seguito di prove di consolidazione isotropa. I due materiali manifestano risultati differenti in quanto per valori alti del coefficiente di consolidazione, c_v, si osserva nelle rocce tenere un decremento di compressibilità volumetrica, m_v, la quale indica una rapida dissipazione della pressione nei pori. Contrariamene nei terreni si osserva che, nonostante questi raggiungano valori più ridotti di c_v rispetto al caso precedente, i valori di compressibilità volumica sono più elevati, indicando una lenta dissipazione della pressione nei pori.



Capitolo 1 - Problemi di instabilità: analisi di casi studio e caratterizzazione delle rocce tenere

Figura 1.22 Prova di consolidazione isotropa condotta da Johnston e Chiu (1981) (Barla et al. 1990)

1.4.2 Caratteristiche geotecniche delle calcareniti

In questo paragrafo si vuole fare un ulteriore approfondimento, attraverso l'analisi degli studi condotti dai professori Evangelista e Pellegrino (1990) inerenti le rocce tenere riscontrate in diverse regioni dell'Italia Centro Meridionale, al fine di acquisire maggiori informazioni circa le proprietà delle calcareniti presenti nel territorio Agrigentino.

Le calcareniti sono rocce ad elevata porosità. Sono costituite da un aggregato di particelle di origine clastica e/o organogena tra i quali sussistono legami di diversa dimensione a seguito di processi di cementazione. I professori Evangelista e Pellegrino (1990) individuano quattro classi di materiale le quali si differenziano per l'entità dei legami fra le particelle. Questa caratteristica comporta anche un notevole incremento di peso secco dell'unità di volume e della resistenza a compressione uniassiale, nello specifico se ne ha un incremento passando dalla calcarenite di tipo C1 a quella C4 (tabella 1.4)

All'interno dello studio (Evangelista & Pellegrino, 1990) sono stati esaminati sette materiali che rientrano nelle quattro classi di calcarenite sopracitata. Le caratteristiche di questi materiali sono riportate nel dettaglio nella tabella 1.4.

Material	Località	$\frac{\gamma_{s}}{(kN/m^{3})}$	$\gamma_{ m d}$				σ _c			
e			Ν	m (kN/m ³)	S (kN/m ³)	V (%)	Ν	m (MPa)	s (MPa)	V (%)
C1	Palermo	27,3	53	13,91	1,34	9,6	46	1,49	0,75	50,3
	Canosa	27,3	50	14,92	0,96	6,4	39	2,74	1,04	38
C2	Agrigento	27,1	7	16,34	1,05	6,4	2	3,28		
	Taranto	27,1	17	16,53	1,29	7,8	14	3,52	1,3	36,9
С3	Canosa a	27,3	11	17,63	0,53	9	2	7,8		-
	Canosa b	27,3	10	19,52	0,56	2,9	3	11,16		-
C4	Gravina	27,3	10	21,41	0,72	3,4	2	24,52		

Tabella 1.4 Proprietà delle calcareniti (Evangelista e Pellegrino, 1990)

 γ_s = peso specifico della sostanza solida

N = numero dei campioni

m = media

s= scarto quadratico medio

v= coefficiente di variabilità

 γ_d = peso secco dell'unità di volume

 $\sigma_{\rm c}$ = resistenza a compressione uniassiale

Le proprietà meccaniche delle rocce lapidee tenere prese in esame, a seconda dello stato tensionale a cui sono sollecitate, sono simili o a quelle di una roccia compatta o a quelle di una roccia sciolta. Nello specifico si è constatato che in prove in cui vi è l'assenza di confinamento laterale, come prove di trazione e compressione uniassiale o in prove di compressione triassiale con ridotta pressione di confinamento, la curva tensionedeformazione è quella di un materiale elastico e fragile, presentando deformazioni a rottura di modesta entità e analogamente a quanto accade nelle rocce la frattura si manifesta in quasi tutti i casi con direzione subverticale. Incrementando il confinamento nelle prove triassiali il comportamento meccanico tende a quello di una roccia sciolta, manifestando notevoli deformazioni plastiche sia volumiche che assiali. La curva tensione deviatoricadeformazione assiale in questo caso è decisamente più dolce, mostra un gradiente decrescente con la deformazione e non presenta un vero e proprio picco di resistenza.

Dal 1968, a fronte della netta differenza dei due andamenti, è stata effettuata una distinzione denominando il primo meccanismo lapideo e il secondo pulverulento. Il passaggio dal primo al secondo meccanismo avviene in corrispondenza di determinati stati tensionali ed è possibile individuare nel piano delle tensioni una frontiera che li separa. Si individuano un dominio lapideo pressoché elastico ed un dominio pulverulento al cui interno le deformazioni della roccia sono prevalentemente plastiche (Evangelista & Pellegrino, 1990).

1.4.3 Prove e misure in sito su rocce tenere

La tipologia di prove effettuabili in situ sulle rocce tenere sono le medesime di quelle applicabili alle rocce compatte, vanno però effettuate delle scelte preventive sul tipo di

misura da ricavare e sulla strumentazione più idonea la quale deve essere adatta al tipo di roccia riscontrata in sito, in funzione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità. Infatti in linea generale l'applicazione delle usuali tecniche risulta via via più difficoltosa col diminuire delle caratteristiche di resistenza del materiale, rincorrendo al rischio di una scarsa attendibilità dei dati ottenuti o ancora al danneggiamento della stessa strumentazione (Crivelli, et al., 1990).

1.4.3.1 Prove di permeabilità

Le prove di permeabilità sono molto utili per la caratterizzazione degli ammassi roccioso soprattutto nei casi in cui questi siano fortemente fratturati. Un ammasso roccioso è caratterizzato da una permeabilità primaria propria della matrice rocciosa e una secondaria legata alla presenza di discontinuità e al loro riempimento. La prima viene generalmente stimata mediante prove di laboratorio (Crivelli, et al., 1990).

Le prove in sito vengono condotte all'interno di fori di sondaggio, eseguite nel corso del loro avanzamento (ad esempio la prova Lefranc), o a foro ultimato. Nel primo caso viene misurata la portata d'acqua iniettata in funzione della pressione, tra un otturatore ed il fondo del foro. Nel secondo caso la misura viene eseguita tra due otturatori. Generalmente si osserva un comportamento reversibile ossia riportando le misure nel piano cartesiano, in cui sulle ascisse vi sono le pressioni e sulle ordinate le portate stimate, si osserva la sovrapposizione della fase di incremento e della fase di decremento. Ciò non accade soprattutto in presenza di roccia molto fratturata in cui si può incorrere a fenomeni di idrofratturazione, ossia l'acqua iniettata comporta un'estensione della frattura trasportando il materiale di riempimento al loro interno, impedendo la chiusura delle fratture quando la pressione di iniezione viene diminuita (Crivelli, et al., 1990). Anche nei casi di dilavamento e intasamento si assiste al medesimo fenomeno (figura 1.23).



Figura 1.23 Curve tipo nelle prove idrauliche relative alla variazione della geometria della frattura (Crivelli et al., 1990)

La lunghezza del tratto di foro su cui si esegue la prova ha notevole influenza sulla qualità dei risultati finali. In media è buona pratica eseguire le prove in un tratto di foro la cui lunghezza sia almeno un ordine di grandezza superiore alla spaziatura media delle discontinuità (Crivelli, et al., 1990). Un metodo consiste nell'eseguire numerose prove su

brevi tratti, ciò consente di ottenere attraverso l'elaborazione statistica dei risultati anche utili informazioni sulla spaziatura dei giunti idraulicamente attivi e sulla omogeneità della formazione dal punto di vista idraulico, in particolare della variazione di permeabilità con la profondità.

1.4.3.2 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità del materiale vengono determinate attraverso la misura della deformazione provocata da una sollecitazione nota su una parete o all'interno della roccia. Le prove eseguibili si differenziano per la modalità di applicazione della sollecitazione, per le diverse tecniche di misura delle deformazioni provocate, per il volume di roccia che queste coinvolgono. Il volume considerato mediante le diverse prove è un aspetto fondamentale per consentire di definire l'attendibilità dei dati ottenuti in quanto prove in sito di questo genere permettono di determinare i parametri dell'ammasso considerandolo un mezzo continuo equivalente, senza quindi effettuare distinzione fra il comportamento della roccia intatta e quello delle discontinuità, limitandosi ad indagare il comportamento d'insieme. "Tanto più sarà grande il volume considerato mediante la prova tanto più rappresentativi risulteranno i dati ottenuti in guanto meno influenzati da aspetti locali come la presenza di discontinuità" (Barla, 2010). Le prove per la determinazione della deformabilità sono classificate in statiche e dinamiche. Al primo gruppo, elencate in funzione del crescente volume di roccia coinvolto, appartengono la dilatometrica, la prova con martinetto piatto singolo o doppio, la prova di carico su piastra e di camera idraulica in pressione. Le geofisiche invece appartengono alla categoria di prove dinamiche.

Le prove dilatometriche consentono di determinare le caratteristiche di deformabilità del materiale in profondità ma hanno il limite di coinvolgere un volume di roccia ridotto di circa 0,1/0,2 m³ (Crivelli, et al., 1990). Vengono eseguite all'interno del foro di sondaggio, per tali motivi è necessario assicurarne la stabilità per il tempo necessario all'esecuzione di una serie di prove. Nei casi in cui la prova venisse effettuata in roccia rigonfiante è necessario proteggere il foro mediante tubazioni, fino alla profondità prescelta per la prova, le quali permettono il libero transito della sonda dilatometrica. Uno dei vantaggi delle prove dilatometriche è la possibilità di poter raggiugere e di conseguenza determinare le caratteristiche di deformabilità anche degli strati più profondi, infatti con l'opportuna strumentazione è possibile eseguire la misura in fori di sondaggi con massima profondità di 500 m. In questo caso la pressurizzazione della guaina avviene esclusivamente mediante azoto, tramite tubazione flessibile per alta pressione e la movimentazione della sonda mediante argano o mediante una batteria di aste e una sonda di perforazione (Crivelli, et al., 1990).

Vi sono tre principali sonde adottate. Una di queste consente l'applicazione di una pressione uniforme alla parete del foro mediante una guaina in gomma, pressurizzata usando olio o azoto. I trasduttori, disposti a 120° l'uno dall'altro, misurano le variazioni diametrali.

Il pressiometro di Menard si differisce dal precedente in quanto permette la determinazione della variazione diametrale attraverso la stima della variazione di volume dell'olio presente nella guaina del dilatometro. Questo strumento può essere adottato con

buoni risultati anche in rocce molto alterate, al contrario del primo il quale richiede fori ben calibrati, ottenibili per lo più in presenza di rocce più compatte.

Il dilatometro Goodman Jack prevede l'applicazione di un carico su due superfici diametralmente opposte mediante una serie di martinetti idraulici, pressurizzati con olio e due ripartitori in acciaio ad alta resistenza. Questo tipo di sonda esiste in versione per rocce compatte e per rocce tenere.

La prova con martinetto piatto, oltre a consentire la misura dello stato di sollecitazione indotta, permette la determinazione delle caratteristiche di deformabilità del materiale anche nei casi in cui, come spesso accade per le rocce tenere, questo non risulta essere omogeneo, isotropo ed elastico. Le caratteristiche di deformabilità vengono determinate attraverso l'utilizzo di due martinetti piatti paralleli, i quali permettono di eseguire una prova di compressione nella porzione di ammasso compresa tra questi, valutandone la resistenza alla rottura per compressione. Si stabilisce così se il materiale, ai livelli di sollecitazione indotti dalla prova, stia lavorando in campo elastico o se sia vicino alla crisi. Il volume di roccia interessato da una prova con martinetto piatto singolo o doppio varia dai 0,5 a 2 m³ a seconda della dimensione dei martinetti (Crivelli, et al., 1990).

La prova di carico su piastra è quella maggiormente diffusa in quanto permette un buon compromesso fra costi per l'esecuzione e benefici in termini di qualità dei dati ottenibili, inoltre permette di coinvolgere volumi di roccia dell'ordine di 10-20 m³, in funzione del diametro della piastra (Barla, 2010). Può essere effettuata sia in un cunicolo esplorativo che all'aperto. In entrambi i casi nell'interpretazione dei dati ottenuti a seguito della prova va considerato che questi possono essere influenzati da alcuni aspetti esecutivi. Va tenuto presente che lo strato superficiale può avere caratteristiche di deformabilità ben diverse dagli strati più profondi, dovuto a una maggiore alterazione. Inoltre nel caso in cui la prova venisse condotta all'interno di un cunicolo, si deve considerare la possibilità che l'esecuzione di questa possa modificare le caratteristiche meccaniche dell'ammasso. In generale, l'attrezzatura di prova consiste in una piastra che, per mezzo di martinetti piatti, applica una pressione su di una superficie spianata (Barla, 2010). Il carico può essere applicato mediante piastre rigide o deformabili, queste si differenziano per la distribuzione delle sollecitazioni che applicano. La piastra flessibile permette una distribuzione uniforme delle sollecitazioni, la piastra rigida comporta un cedimento costante nella zona al di sotto della piastra di carico. Nel centro di ciascuna piazzola di carico viene eseguito un foro per permettere il passaggio di un estensimetro multibase il quale consente la misura degli spostamenti indotti nella roccia dall'applicazione del carico a diverse profondità e permette perciò di evidenziare il livello dello strato di roccia alterata e il calcolo del modulo di deformabilità per i vari punti individuati della posizione degli elementi di ancoraggi dell'estensimetro. Nel caso di rocce tenere è possibile modificare la strumentazione per poter aggirare eventuali problemi di esecuzione.

La prova di carico idraulica è quella che sicuramente consente di considerare il volume di roccia maggiore rispetto a tutte quelle sopra citate (volume superiore a 800 m³) (Crivelli, et al., 1990) dando la possibilità di ottenere informazioni complete circa la deformabilità dell'ammasso. Ciò nonostante tale prova, a causa dell'elevato costo viene eseguita solo per la realizzazione di grandi opere (ad esempio dighe). Inoltra anche in questo caso aspetti esecutivi legati alla stabilità dei cunicoli e alla collocazione degli

estensimetri per la misura degli spostamenti possono influenzare i dati ottenuti. Gli spostamenti vengono misurati mediante estensimetri multibase collocati in direzione radiale rispetto all'asse del cunicolo o in direzione normale e parallela ai piani di discontinuità qual ora presenti.

1.4.4 Prove di laboratorio su rocce tenere

L'esecuzione di prove di laboratorio su rocce tenere risulta più difficoltosa rispetto a quanto accade nel caso di rocce intatte. Ciò è dovuto principalmente alla scarsa maneggevolezza dei provini e alla poca presenza nei laboratori di apparecchiature apposite per questo tipo di rocce. Infatti generalmente si adottano apparecchiature tradizionali opportunatamente modificate generando non poche ripercussioni sui dati risultanti. La preparazione dei campioni va effettuata con attenzione superiore rispetto a quanto vale per i provini in roccia, infatti spesso si riscontrano delle difficoltà nel prelievo di provini rappresentativi nel caso di rocce tenere. I provini vanno preparati facendo attenzione alla migrazione dell'acqua nel campione, alla perdita di umidità, al congelamento alle reazioni chimiche, al disturbo dell'estrusione e alla conservazione (Barla, et al., 1990). Per quanto riguarda la prova di compressione monoassiale il rapporto di snellezza pari a 2,5 proposto dall'ISMR può essere ridotto a 2,0 senza influire sui risultati sperimentali. Nel caso di rocce tenere sature è opportuno ridurre la velocità di applicazione del carico per arrivare a rottura indicata dall'ISMR (pari a 5/10 m) in quanto potrebbe indurre una pressione nei pori in grado di influenzare le misure di resistenza e deformabilità (Barla, et al., 1990).

La prova di compressione triassiale permette di ottener informazioni complete e significative al variare delle condizioni di confinamento e in funzioni delle reali condizioni in cui si trova il materiale in sito.

Capitolo 2

Il Duomo di San Gerlando: storia di una Cattedrale ferita

2.1 Inquadramento generale

Il Duomo di San Gerlando è il luogo di culto più importante di Agrigento in Sicilia. Fu fondato nel secolo XI per volere del vescovo Gerlando nella parte più alta occidentale della collina di "Girgenti", posizione dominante sulla città antica. La navata Nord poggia direttamente sul ciglio di un pendio molto ripido, con inclinazione di 40-50° e altezza maggiore di 40 m (Valore, 2013) (figura 2.1). Il pendio presenta una particolare conformazione morfologica costituita da una successione stratigrafica composta da un banco calcarenitco rigido, poggiante su un litotipo plastico quali le argille azzurre. Tale conformazione ha generato la manifestazione di fratture per deformazione all'interno del banco calcarenitico con conseguenti spostamenti verticali di parecchie decine di centimetri. A seguito di questi movimenti del terreno di fondazione la Cattedrale, nel corso della sua storia, ha dovuto subire numerosi interventi che, seppur in certi casi hanno permesso di mitigare la grave condizione, come ad esempio gli interventi effettuati dalla Fondedile nei primi anni '70, non sono stati mai del tutto risolutivi, anzi in qualche circostanza hanno contribuito ad aggravare la situazione, aggiungendo nuovi corpi di muratura che hanno finito per appesantire ulteriormente la zona instabile.

Da quanto esposto risulta evidente che "il Duomo è un organismo strutturale complesso, piuttosto fragile e sensibile agli spostamenti verticali e orizzontali dei terreni sui quali insiste" (Valore, 2013).

Al termine del seguito del seguente Capitolo, verranno, inoltre, illustrati gli interventi previsti per la stabilizzazione del versante e per il consolidamento della Cattedrale.



Figura 2.1 Foto del pendio su cui insite la navata Nord della Cattedrale

2.2 Descrizione architettonica

L'ingresso principale della Cattedrale è situato su piazza Don Minzoni e vi si accede tramite una scalinata, la quale conferisce un suggestivo aspetto monumentale alla massiccia facciata (figura 2.2). Questa è fiancheggiata da un campanile a base quadrata la cui costruzione ebbe inizio nel 1470 per volere del canonico Giovanni Montaperto, ma che rimase incompiuto (Panzeca, 2015). Osservandolo da via Duomo si rilevano due ordini di monofore cieche in stile gotico-catalano tipiche del periodo Chiaramontano, riportanti lo stemma dei Montaperto, sormontate da un balcone, caratterizzato da una ringhiera in stile barocco a petto d'oca, con ghiera ogivale a motivi a zig-zag (Dalli Cardillo & Sciangula, 1997). In sommità il campanile è caratterizzato da due aperture per ciascun lato (figura 3.2). Nel lato meridionale della chiesa si trova l'ingresso secondario, dominato dalla torre dell'orologio e dalla meridiana in marmo bianco con numeri romani, opera di maestranze locali del secolo XVI (Dalli Cardillo & Sciangula, 1997) (figura 2.3).



Figura 2.2 Foto della Cattedrale scattata da piazza Don Minzoni. Si osserva l'ingresso principale e il prospetto della torre campanaria su via Duomo



Figura 2.3 Foto raffigurante l'ingresso Sud della Cattedrale e la torre dell'orologio

La Cattedrale seppur ha subito diverse modifiche nel tempo, conserva al suo interno l'impianto planimetrico Normanno costituito da una pianta a croce latina a tre navate, con lunghezza longitudinale di circa 100 m e larghezza del transetto circa 40 m (Modica, 1987). La navata centrale è divisa in tre campate in stili diversi dovuti ai rifacimenti che si sono susseguiti nel tempo. Procedendo dall'ingresso verso l'abside si riscontra per prima la parte che conserva meglio l'aspetto originale, composta da massicce colonne poligonali di cui quelle sul lato destro sono originali di epoca Normanna mentre quelle di sinistra sono state ricostruite nel secolo XVI a seguito di gravi problemi strutturali (Panzeca, 2015). Il soffitto è a capriate lignee dipinto con figure di santi per mano di Masolino da Floregia tra il 1511 e il 1514 (Panzeca, 2015). Questo ha subito diversi restauri, per ultimo quello del 1963 a cura di Romano Massimo Antinolfi (Dalli Cardillo & Sciangula, 1997). Questa zona si congiunge alla campata centrale mediante un alto arco a tutto sesto. La campata centrale è caratterizzata da elementi di epoca rinascimentale e barocca. Colonne cilindriche delimitano l'ambiente su cui si inserisce un soffitto a cassettoni dorati nel cui centro vi è rappresentata un'aquila a due teste, stemma dei principi Aragonesi (figura 2.4).

Capitolo 2 - Il Duomo di San Gerlando: storia di una Cattedrale ferita



Figura 2.4 Interno della Cattedrale

Fino al '900 in questa zona vi era collocato il Coro ligneo settecentesco. Questo venne poi trasferito sotto il Cappellone absidale, in quanto impediva ai fedeli di vedere l'altare maggiore e di conseguenza di assistere in modo diretto alle celebrazioni. Nella campata centrale rimane il rialzo su cui si inseriva (Dalli Cardillo & Sciangula, 1997).

Proseguendo lungo la navata si ha l'innesto del transetto seguito da un grande abside, denominato il Cappellone, di epoca barocca. Questo è ornato da festoni e putti di stucco dorati, che circondano affreschi rappresentanti i seguenti episodi: San Gerlando che predica ai musulmani, San Gregorio che viene ordinato vescovo di Agrigento, il martirio di San Libertino, il battesimo di San Ermogene, Ruggero che combatte contro i Saraceni (Modica, 1987). Nel catino absidale è raffigurato il Paradiso, opera dell'abate Michele Blasco di Sciacca (Dalli Cardillo & Sciangula, 1997). L'abside termina con un organo a canne e un grande affresco raffigurante L'apoteosi di Maria assunta in cielo tra i dodici apostoli. Due cappelle fiancheggiano l'abside centrale decorate con sculture di pregio.

2.3 Evoluzione storica

La prima costruzione della Cattedrale è presumibilmente ricondotta al 1093, durante l'episcopato di Gerlando di Besancon (Panzeca, 2015). Di tale nucleo originario però non rimane pressoché nulla in quanto venne distrutto a seguito dell'occupazione musulmana (1191-1239). Della fase Normanna si conserva solamente la pianta a croce latina a tre navate e la torre francigena attribuibile al 1127.

La Cattedrale venne riedificata nel 1248 da parte del vescovo Rainaldo a questo corpo appartengono l'abside e parte della navata centrale con colonne ottogonali (figura 2.5), oggi coperta da un tetto ligneo a cassettoni realizzato nel 1663 (Panzeca, 2015). Tale navata venne ampliata nel 1362 da parte del vescovo Matteo De Faguardo (figura 2.5), grazie al contributo finanziario della famiglia Chiaramonte. Le due parti della navata centrale, appartenenti ad epoche diverse, sono separate da un arco a sesto acuto. L'ampliamento venne realizzato introducendo un ambiente delimitato da colonne in pietra arenaria, delle quali oggi se ne ha testimonianza solo sul lato meridionale della navata. Infatti tale porzione di edificio fu soggetta, come si vedrà in seguito, a rimaneggiamenti a seguito dei danni subiti per i dissesti che iniziarono ad affliggere la cattedrale nei primi anni del '500.



Figura 2.5 Analisi storico costruttiva del monumento (1240-1470) (Panzeca, 2015)

Sotto il regno di Federico II, re di Sicilia, la chiesa divenne cattedrale, fu dedicata a S. Gerlando e nel 1470, ad opera del canonico Giovanni Montaperto, venne iniziata la costruzione della vistosa torre campanaria a pianta quadrata (figura 3.4). Sotto il vescovo Giuliano Cybo, nei primi anni del '500, si registrarono i primi dissesti sul lato meridionale che comportarono gravi danneggiamenti alla navata centrale costruita nel 1362. Vennero quindi effettuati interventi per il recupero di tale locale, i quali previssero la sostituzione della copertura originaria con un soffitto a capriate lignee, realizzato nel 1511-14 per opera di Masolino de Floregia. Il perimetro di tale ambiente è indicato mediante linea tratteggiata rossa in figura 2.6. Le colonne sul lato settentrionale della navata furono ricostruite con conci in calcare bianco, pietra di Comiso. Tale rifacimento è indicato con una linea blu in figura 2.6. In questi anni la torre campanaria fu inoltre incrementata di un'ulteriore livello (Panzeca, 2015).



Figura 2.6 Analisi storico costruttiva del monumento (1470-1571) (Panzeca, 2015)

Gli atti capitolari del 1596, depositati presso l'archivio storico del comune di Agrigento, testimoniano la comparsa di fratture sulla facciata Ovest, va evidenziato che già allora il capomastro consigliava l'esecuzione di sondaggi per scoprire la natura di tali dissesti (Panzeca, 2015). Vennero eseguiti dei lavori per riparare tali fratture dopo il 1620, momento in cui le lesioni si erano propagate in prossimità della porta maggiore.

Durante il periodo barocco la Cattedrale subì lavori che comportarono l'integrazione di nuovi corpi e la modifica dei locali esistenti: venne realizzato il corpo che congiunge la Cattedrale alla torre campanaria, i muri perimetrali Nord e Sud furono forati per l'ottenimento delle cappelle rispettivamente dedicate a San. Gerlando e San. Francesco, venne restaurato il presbiterio con il prolungamento di 18 m dell'abside centrale e costruendo il "Cappellone barocco". Fu costruito il transetto, delimitato a Nord e Sud da due fastose tribune in stile barocco con colonne tortili le quali occlusero l'accesso alle cappelle di De Marinis del 1492 e alla cappella Sud del 1281. Le colonne della navata centrale furono decorate con stucchi.

Sotto il vescovo Francesco Maria Rhini nel 1682 venne riedificata la facciata principale per correggere il fuori piombo, lasciando quasi integra la grande finestra circolare, distruggendo però parte della porta.

Tra il 1751 e il 1754 la navata Nord subbi gravi danneggiamenti a seguito di movimenti franosi.

Nella prima metà dell''800, sotto il vescovo Pietro D'Agostino, vennero attuati interventi di restauro e consolidazione della struttura gravemente ferita, i quali previssero l'inserimento di contrafforti lungo il lato Nord e il rifacimento delle fondazioni in corrispondenza della facciata (figura 2.7). Le nuove aggiunte, ritenute al tempo una valida soluzione, si dimostrarono inefficaci e anzi costituirono un incremento del peso non indifferente, generando a distanza di pochi anni dal loro inserimento, la ricomparsa di lesioni (Panzeca, 2015).

Alla fine dell''800 vennero introdotti nuovi contrafforti addossati all'abside centrale e furono anche rinforzate le fondazioni del muro perimetrale (figura 2.7).





Figura 2.7 Analisi storico costruttiva del monumento (1750-1882) (Panzeca, 2015)

Per comprendere maggiormente le condizioni in cui versava la Cattedrale nei primi del '900 si fa riferimento ad un estratto daPanzeca (2015), riportante quanto scritto da Valenti nel 1910, al tempo capo della soprintendenza, il quale si occupò di svolgere interventi di recupero in quegli anni. Valenti illustra chiaramente quali furono gli interventi svolti.

"Il muro di facciata accusò uno strapiombo di circa m 0,40; il muro della nave principale nel tratto nord-ovest si contrasse spostandosi di circa m 0,70 verso settentrione, il pilone di sostegno all'estremo ovest, rimanendo fermo alla base s'inclinò dalla parte superiore, seguendo il movimento del soprastante muro; profonde lesioni apparvero negli stucchi [...] e tutte le arcate trasversali si deformarono seguendo anch'esse il movimento del muro settentrionale. [...] Le superfetazioni barocche mascheravano il vero stato delle masse murali; tolti gli intonaci barocchi si dovette dolorosamente constatare che quasi tutto il grandioso lavoro del secolo XVI minacciava di crollare. Tompagnate con muratura e con legname le ultime arcate del muro nord verso ponente si pensò a ridare subito, il legame alle fabbriche, pria procedere ai lavori di sottomurazione. Vennero perciò urgentemente collocate due fili di catene di ferro del diametro m./m. 60. Lunghi ciascuno ml. 53,89 per arrestare il movimento del muro di facciata, incastrando dette catene sul vertice delle arcate e contemporaneamente si procedette al risanamento con muratura di mattoni e percolate di cemento in tutte le lesioni della detta facciata, murando provvisoriamente con gesso le fenditure al consolidamento di tutto il tratto dell'angolo nord-ovest compreso fra i piloni ed il muro settentrionale. Le sottomurazioni furono spinte sino allo strato di argilla tenace che si trovò a m.24 al disotto del pavimento della chiesa. Questo lavoro non fu scevro di pericoli essendosi trovati nel grande scavo, dei massi erratici enormi che bisognò tener sospesi con sbadacchi potenti per continuare ad approfondire [..] tutto il vuoto sino all'argilla venne riempito di buon calcestruzzo e i piloni vennero sottomurati con mattoni pantofoloni e malta di cemento. Questo lavoro murario e i due speroni fatti eseguire dal Vescovo D'Agostino hanno assicurato completamente la stabilità della cantonata nordovest della chiesa" (Panzeca, 2015).

Ai lavori condotti dal Valenti si deve anche la riscoperta della cappella del 1281 e la cappella di San Bartolomeo, contenenti pregevoli affreschi, che in epoca barocca erano state occluse. Alla Cattedrale venne restituito l'aspetto originario attraverso l'eliminazione delle superfetazioni ed il ripristino delle finestre a sesto ogivale del muro settentrionale.

Nel 1929 si ripresentarono lesioni lungo la navata Nord da poco ripristinata. Valenti scriveva nel medesimo anno "le lesioni sono facilmente apprezzabili negli intonaci e nel pavimento della navata Nord da poco tempo rivestito di mattoni di marmo [...] A confermare il movimento progressivo basta portare anche l'esame sui puntoni in legno che sorreggono i tetti della navatina, essi presentano un distacco di vari centimetri agli incastri nel muro della nave che accusa uno scorrimento verso valle. [...] la frattura si prolunga verso Est fino alla Chiesa dell'Itria dove riscontransi le medesime spaccature nella fabbrica e nella volta di copertura" (Panzeca, 2015).

Nel luglio del 1966 una frana colpì il quartiere dell'Addolorata. Essa ebbe ripercussioni anche sulla Cattedrale situata a breve distanza da questo. Di conseguenza vennero attuati interventi urgenti per il consolidamento e la salvaguardia della Cattedrale.

Il movimento franoso aveva generato il distacco e il trascinamento verso valle di alcuni centimetri della navata sinistra e dei corpi di fabbrica a questa annessi. La facciata Ovest presentava lesioni che partendo dalla base la percorrevano interamente sino a congiungersi con il tetto. Dai rilievi si riscontrava un abbassamento dell'ala sinistra di 7 cm circa.

Si prevedeva di intervenire preliminarmente attraverso opere di consolidamento del costone Nord roccioso ceduto ed in progressivo movimento attraverso la chiodatura della parete rocciosa, così definiti dal professore Florida e dall'ingegnere Janora (Panzeca, 2015). Seguivano a questi interventi sul corpo di fabbrica quali la chiusura della fenditura, la revisione delle coperture, il puntellamento dei grandi archi acuti della navata centrale. Tali lavori furono affidati alla Sezione Autonoma del Genio Civile, appositamente costituita, coordinata dalla Speciale Commissione Tecnica di indagine, nominata dal Ministero ai LL. PP. e presieduta dal Provveditore alle OO.PP. Ing. Grappelli.

Si eseguirono inizialmente sondaggi e trivellazioni nella zona della Cattedrale. Nel novembre del 1966 vennero puntellate le arcate pericolanti e fu demolito completamente il tetto della navata sinistra, dopo aver attuato gli opportuni interventi che permettevano il convoglio dell'acqua piovana tramite cunette in calcestruzzo verso l'esterno, finalizzati ad impedire infiltrazioni nel sottosuolo franoso. Tuttavia non si erano ancora avviate opere di restauro e di consolidamento del sottosuolo. I problemi di natura geologica del terreno vengono per la prima volta chiaramente esplicitati nella relazione, datata 1967, del geologo professore Florida, il quale ne indica i lavori di consolidamento necessari. Di seguito se ne riporta uno stralcio.

"Dal punto di vista geologico, il Duomo e gli edifici vicini (Biblioteca Lucchesiana, Curia) risultano costruiti su un banco di calcarenite della potenza di alcuni metri. Le dette calcareniti sono immerse verso Sud e giacciono su una formazione argillosa pliocenica, dotata di pari giacitura.

Causa dei dissesti – Sul versante settentrionale la franosità è superficiale ed è dovuta a piccoli e diffusissimi smottamenti della parte alterata delle argille, agevolata in ciò da discariche, sbancamenti e simili. Le calcareniti a seguito del mancato appoggio delle argille, rimangono sospese a mensola e tendono a dar luogo al distacco di fette che tendono poi a crollare. Su una di queste fette staccatesi da tempo, è costruito il muro esterno della navata settentrionale della Cattedrale. I restauri, eseguiti dal secolo XIV in poi, hanno in qualche caso peggiorato la situazione, aggiungendo nuovi corpi di muratura che hanno finito per appesantire ulteriormente la zona instabile.

Soluzione proposta – Il versante della collina dovrà essere sottoposto ad una efficace sistemazione a carattere idraulico-agrario o idraulico-forestale; i lavori di consolidamento degli edifici dovrebbero consistere in:

- 1) Esecuzione di fori orizzontali a quota delle fondazioni da iniettare con cemento in modo da "cucire" le fette di calcareniti staccatesi, alla restante parte di roccia fresca;
- 2) Esecuzione di sottofondazioni con pali radice del muro esterno da collegare non soltanto tra loro, ma anche con le cuciture orizzontali;
- 3) Demolizione di tutti i corpi aggiunti in varie epoche, così da riemergere il muro originario e da alleggerire il terreno di fondazione;
- 4) Eliminazione di qualsiasi forma di discarica (e accumulo) di rifiuti a valle della zona e incanalare nella fogna tutte le acque meteoriche;
- 5) Esecuzione di veri e propri lavori di restauro" e di risarcimento delle strutture, soffitti, ecc." (Florida, 1967)

Nell'ottobre del 1970 si effettuavano i primi sondaggi e scavi da parte dell'impresa Fondedile, che eseguiva cinque trivellazioni a rotazione (profonde 30 metri) all'interno dell'edificio e dieci scavi effettuati a mano (all'interno e all'esterno del Duomo).

Nel luglio 1972 il Comune, con a capo l'ing. Domenico Rubino, redigeva un progetto per i lavori di consolidamento e di rafforzamento della Cattedrale di Agrigento, il quale si basava sulle considerazioni effettuate dal geologo Florida e sugli accertamenti ottenuti a seguito delle prime trivellazioni. I lavori previsti comprendevano la demolizione e la ricostruzione di gran parte del muro Nord della navata sinistra (indicato in rosso in figura 2.8), ed il consolidamento del muro esterno Nord con muratura di mattoni pieni, fino ad interessare parte dell'abside centrale (intervento indicato con linea tratteggiata rossa in figura 2.8). Non è chiaro se tali lavori siano stati realmente eseguiti.



Figura 2.8 Progetto degli interventi sulla Cattedrale proposti dall'ingegnere Rubino nel 1972 (Panzeca, 2015)

Nel giugno 1973 l'Ing. Rubino redigeva la "Perizia di Variante e Suppletiva relativa ai lavori di riparazione e rafforzamento del Duomo", la quale prevedeva la realizzazione di un reticolo di quattordici pali "radice" per ogni metro lineare, disposti su due file contenenti sette pali ciascuna con intera di 50 cm l'un l'altro. Questi dovevano raggiungere una lunghezza media di 20 m, al fine di rafforzare le fondazioni del perimetro settentrionale gravemente lesionato e per garantire il collegamento del blocco calcarenitico fratturato al sottostante banco di argilla. Questi dovevano essere collegati mediante una platea in sommità dell'altezza di 50 cm. Per la "cucitura" delle fratture nel blocco calcarenitico si prevedeva la realizzazione di pali armati incrociati i quali avevano l'obiettivo di donargli continuità (figura 2.9). Inoltre si prevedeva di rafforzare le murature in conci di 10 che rappresentavano le originali fondazioni, mediante perforazioni del diametro di 30 mm le quali dovevano essere armate con tondini di acciaio e poi sigillate con iniezioni di cemento a pressione.



Figura 2.9 Progetto dell'ingegnere Rubino del 1973 (Panzeca, 2015)

La perizia venne approvata nel settembre del medesimo anno, tuttavia nel '74 ne veniva richiesta una rielaborazione più approfondita, poi bocciata nel settembre del 1974. Nel maggio 1976 si completò il progetto di consolidamento delle strutture fondali, che fino a quel momento aveva interessato solamente la fondazione della navata Nord e la cucitura della frattura che correva al centro della navata, mentre adesso si estendeva al di sotto della navata centrale.

Degli interventi previsti, in particolare quelli derivanti dalla perizia redatta dall'ing. Rubino nel '73, la cui esecuzione fu affidata all'impresa Fondedile, non si ha certezza sulla relativa realizzazione e profondità dei pali, in particolare di quelli previsti sotto i locali di accoglienza (ex Museo della Cattedrale), sotto i pilastri ottogonali, al di sotto delle colonne della navata centrale e lungo il lato interno del muro Nord. Sono visibili solamente i pali radice che si sviluppano tangenzialmente lungo la superficie esterna del muro Nord, ma non nel numero indicato all'interno della perizia, e quelli sotto il muro di contenimento che circonda il complesso monumentale disposti su tre file (Panzeca, 2015). Appare dubbia anche l'esistenza di un telaio in c.a. inserito nel primo progetto dell'ingegnere Rubino sul prospetto Sud (Panzeca, 2015).

Nel giugno 1980 venne redatta una nuova perizia di variante. Questa comprendeva tutti i lavori di consolidamento delle murature e di rifacimento delle coperture, nonché tutti i lavori di rifinitura e di ripristino degli impianti. A seguito di questa fu realizzato un telaio in c.a. nella parte di monte della facciata Ovest. Nel 1981, a causa di un forte vento, si rovinò parte della copertura della navata centrale di alluminio, realizzata da Franco Minissi nel 1962, danneggiando il sottostante soffitto ligneo con capriate. Questa venne successivamente completamente sostituita da capriate con profilati a T secondo un sistema all'inglese su cui poggia un solaio di ferri a T e tavelloni (Panzeca, 2015).

Nel 1997 si registrarono nuove lesioni nel prospetto Ovest e nel pavimento della navata Nord. In preparazione del grande Giubileo del 2000, la Diocesi di Agrigento predispose il progetto "Lavori di completamento del consolidamento e riattamento sul lato Nord della Cattedrale di Agrigento per realizzare locali e servizi per la prima accoglienza dei pellegrini", approvato nel giugno dello stesso anno, con progettisti Domenico Rubino e Michele Buscarnera. L'intervento consisteva nella realizzazione di tiranti di tipo attivo disposti lungo il muro perimetrale Nord, micropali inclinati posizionati parallelamente al prospetto Ovest, ammorsati al suo paramento murario, chiodature ad andamento orizzontale ed altre chiodature inclinate. Si prevedeva inoltre il rifacimento delle murature nel prospetto principale mediante la tecnica del "cuci e scuci". Questi ultimi interventi risultano verificati e realmente eseguiti.

Nel 2006 la protezione Civile Nazionale si occupò di effettuare controlli sull'efficacia dei tiranti inseriti lungo tutto il muro in calcestruzzo realizzati su progetto dell'ingegnere Buscarnera a valle del complesso costruttivo. Nel 2015 la Curia si occupò di istituire una commissione la quale determinò le caratteristiche di resistenza della muratura ed il valore del modulo di elasticità longitudinale, tali prove hanno mostrato valori che rientrano nei parametri di riferimento indicati nella Circolare n.617 del 02.02.2009 (Panzeca, 2015).

2.4 Interventi effettuati e cause dell'attuale stato di fatto

Gli interventi sopra descritti, che si sono succeduti nel corso degli anni, hanno per lo più operato parzialmente sulla struttura senza un'unitaria visione del complesso strutturale (Panzeca, 2015). L'intervento proposto dall'ingegnere Rubino nella perizia del '73 risulta essere quello che maggiormente coinvolge l'intero corpo, proponendo soluzioni corrette negli obiettivi. Questo però, fu eseguito in modo parziale risultando di conseguenza inefficace. Tuttavia la realizzazione del graticcio, la cui esistenza è testimoniata da foto del 2012, ha consentito la messa in sicurezza del colonnato che rappresenta il sistema portante principale della Cattedrale (Panzeca, 2015). Sempre nel 2012 si è potuto constatare l'esistenza del solettone che verosimilmente potrebbe collegare le file di pali nel locale interrato. È certa la presenza di pali radice inglobati tangenzialmente alla fondazione del muro Nord, in quanto visibili nella parte accessibile, però non è nota né la profondità né l'estensione dell'intervento. Questi comunque danno un contributo alla stabilità trasferendo il carico della parete Nord nelle zone di terreno più consistenti. Lungo tutto il perimetro

esterno della zona di accoglienza è stato realizzato un muro su tre file di pali radice verticali. Questo però non è tirantato poiché probabilmente i tecnici dell'impresa Fondedile avevano ritenuto sufficienti le tre file di pali per impedire qualsiasi movimento, anche quello orizzontale. Sfortunatamente l'evoluzione del fenomeno franoso ha fatto sì che questa ipotesi progettuale non risultasse verificata. Di conseguenza in occasione del Giubileo del 2000 furono realizzati tiranti inclinati aventi funzione di impedire spostamenti orizzontali del muro di perimetro sulla base del progetto dell'ingegnere Buscarnera. Nel 2006 sono state effettuare prove per verificare l'efficacia dei tiranti da parte della Protezione Civile Nazionale. I tiranti risultano efficaci ad eccezione dei due collocati nel tratto di muro lato Est in prossimata dei locali della curia.

Il 5 marzo del 2005 si è verificata una ulteriore frattura dell'ammasso roccioso, posta sotto il muro lato Nord e che continua anche nei locali della Curia, testimoniata dal boato che è stato udito. A seguito di quella data si sono ripresentati nuovamente danni sul corpo di fabbrica. L'ulteriore frattura della calcarenite ha determinato uno spostamento della parete Nord verso valle, a causa dell'incremento di spinta che il terreno ha esercitato sul muro fondale della parete Nord. Questo fenomeno è stato causato da una serie di fattori che si sono verificati in simultanea quali:

- L'eccessivo carico gravante sulla calcarenite in prossimità del ciglio della rupe, incrementato dagli ultimi interventi. In particolare la nuova copertura gravante sulle colonne della navata centrale, realizzata con struttura reticolare in acciaio poggiata su un muro alto circa ml 2,20, sulla cui sommità e sulla cui base vi sono due travi continue in c.a. e pilastri di connessione ad interasse di circa ml 2,50;
- Mancata regolamentazione delle acque provenienti dai tetti. Una discontinuità nella tubazione della condotta di scarico ha determinato la dispersione di acqua in prossimità del contrafforte sul lato Nord-Ovest. Questa attraversando la calcarenite si riversava sulle argille sottostanti. Il processo di filtrazione è aggravato dal fatto che la zona argillosa non è confinata, cioè essa si trova libera di spostarsi in direzione della parte di terreno scosceso, lato Nord.

Nel marzo del 2012, la Protezione Civile della Regione Sicilia sostituì tutta la tubazione per canalizzare le acque dei tetti (Panzeca, 2015).

2.5 Cause del comportamento anomalo

Il professore Valore nel 2013, a seguito dello studio condotto sulle indagini geotecniche e sulle misure eseguite, individua una serie di cause che avrebbero comportato il dissesto nel tempo e l'incremento del quadro fessurativo in cui oggi il Duomo ricade. Vengono qui di seguito riportate:

- 1) Costituzione del sottosuolo eterogenea, composta dall'alternanza di strati di roccia sciolta e rocce lapidee tenere;
- Ubicazione del Duomo su un pendio interessato da dissesti probabilmente ancor prima della costruzione dello stesso. L'instabilità del pendio coinvolge direttamente la navata Nord e il sagrato. È possibile che l'incremento di pressioni interstiziali, dovuti a passate perdite da condotte idriche e fognarie, abbia accentuato il fenomeno di instabilità;

- 3) Ampliamenti del Duomo nella zona Ovest realizzati con fondazioni inadeguate, i quali hanno contribuito a peggiorare le condizioni di stabilità del pendio;
- 4) Errati e immotivati interventi di presunto consolidamento attuati nel passato.

2.6 Interventi proposti

Allo stato attuale "il Duomo risulta essere un organismo estremamente fragile e suscettibile agli spostamenti del terreno su cui si fonda" (Valore, 2013). Ciò è confermato non solo dalle visibili lesioni di grandi dimensioni presenti sulla parete muraria occidentale, ma anche attraverso le indagini del 2013 effettuate dal professore Cavaleri mediante martinetto piatto, da cui emerge che gli sforzi di compressione nelle colonne e in alcune parti delle pareti murarie sono prossimi alla resistenza a compressione della muratura (Panzeca, 2015). Per tali ragioni si prevedono lavori di rafforzamento strutturale a cui succederanno interventi di stabilizzazione del pendio e di consolidamento delle fondazioni. Ciò consentirà al Duomo di tollerare gli spostamenti sia pur limitati che saranno inevitabilmente indotti dall'esecuzione degli interventi di stabilizzazione del pendio e di miglioramento delle fondazioni (Valore, 2013).

2.6.1 Interventi di consolidazione delle strutture di elevazione

L'intervento ha lo scopo di impedire movimenti orizzontali e rotazionali delle due pareti, Nord e Sud, sia alla base sia in elevazione, in modo da evitare l'insorgenza di lesioni nelle pareti o in corrispondenza delle connessioni. Ciò verrà attuato mediante l'introduzione di catene (figura 2.10), le quali permetteranno di mantenere la configurazione attuale riducendo lo stato di sofferenza delle murature.

Per la parte quattrocentesca e per quella trecentesca, ad esclusione dell'area absidale si prevede l'introduzione di catene a coppie lungo le pareti di perimetro e sugli archi trionfali. Nella sommità della parete Nord, maggiormente danneggiata, e al di sopra del colonnato Sud della navata principale, saranno introdotti anche profilati metallici a coppie, secondo una sequenza appropriata delle lavorazioni (figura 2.11). Catene e profilati, per garantire una migliore connessione, devono assumere la stessa posizione lungo tutto il perimetro.



Figura 2.10 Assonometria lato Ovest con disposizione delle catene in elevazione (Panzeca, 2015)



Figura 2.1 Assonometria lati Nord e Sud con disposizione di tutte le catene (Panzeca, 2015)34

Si prevede la demolizione del secondo contrafforte della parete Nord al fine di ridurre il carico sul terreno di fondazione. Verrà mantenuto il contrafforte di facciata in quanto una sua eventuale demolizione causerebbe una forte dissimmetria del prospetto. Sempre per ridurre il carico gravante sul terreo verranno demoliti i contrafforti del 1882 dietro l'abside. La loro funzione di protezione della muratura verrà svolta attraverso l'introduzione di tre catene disposte perimetralmente lungo la sola superficie esterna su tre livelli. Queste permetteranno di assorbire gli sforzi di trazione che nascono tangenzialmente nella parete circolare.

Gli archi che nel tempo sono stati interessati da dissesti verranno rinforzati mediante l'introduzione di profilati ad L in acciaio e completati con rete di protezione in fibre di vetro posta all'intradosso dell'arco.

Si è osservato dalle indagini eseguite che il primo e il secondo pilastro ottogonale dei colonnati Nord e Sud sono stati soggetti ad un sovraccarico dovuto ad un cedimento verticale della parete Ovest. Su questi si prevede l'inserimento di doppia cerchiatura.

Per la Cappella di S. Gerlando, la quale ha subito molte trasformazioni nel tempo, sono proposti due tipi di intervento. Il primo inerente al pilastro sinistro che deve essere cinturato. Il secondo riguarda la porta di accesso che dalla cappella porta al locale attiguo: l'architrave sarà rinforzato da un profilato ad L al fine di trasferire il carico su due profilati verticali interni al muro ed accostati agli stipiti. Lo stipite sinistro sarà smontato e rimontato in posizione verticale. I due interventi saranno semplici e poco invasivi.

Gli interventi proposti per le capriate di copertura, a protezione del cassettonato della navata centrale, hanno lo scopo di impedire lo scivolamento sia nel piano della capriata, sia trasversalmente a queste. Infatti si ritiene possibile l'insorgenza di tali movimenti, a seguito di particolari condizioni, in quanto le capriate risultano essere semplicemente poggiate su una trave di calcestruzzo. Al fine di evitare questi due possibili movimenti, saranno predisposti dei piatti saldati ai profilati di appoggio che avranno asole le quali consentiranno un limitato spostamento nel piano della capriata, ma non in direzione ortogonale (Panzeca, 2015).

2.6.2 Interventi sul blocco di fondazione

Si prevede l'inserimento di funi di acciaio a quota ml 0,90 ed a quota ml 1,80 dal piano di calpestio della Cattedrale per connettere le fondazioni delle pareti Nord e Sud (figura 2.12). Questo impedirà sia lo spostamento orizzontale sia la rotazione della fondazione delle pareti (Panzeca, 2015).



Figura 2.12 Pianta a quota +1.70m, con disposizione delle catene Ø26 in fondazione (Panzeca, 2015)

2.6.3 Interventi di sottofondazione delle pareti murarie e delle colonne

Si prevede la sottofondazione delle pareti murarie perimetrali (incluse quelle dell'abside) mediante due micropali inclinati per metro immorsati nelle calcareniti CLR.

Le sottofondazioni delle colonne del Duomo, eseguite dalla Fondedile nel 1981, con pali radice lunghi circa 15m, saranno integrate con micropali dotati di armatura tubolare valvolata (ben più efficace delle due barre metalliche poste in opera dalla Fondedile, peraltro in corrispondenza dell'asse neutro e quindi con momento resistente trascurabile) immorsati per almeno 5 m nel substrato delle calcareniti CLR (figura 2.13). Si prevedono otto micropali inclinati per ciascuna colonna. L'estremità superiore dei micropali sarà collegata efficacemente al graticcio di travi orizzontali già realizzate dalla Fondedile (Valore, 2013).



Figura 2.13 Sezione trasversale dei terreni B-B' con l'indicazione degli interventi di consolidamento previsti. Modificata da Valore (2013)

I dati disponibili sulla circolazione idrica sotterranea non consentono ancora un'interpretazione sicura sul regime delle pressioni interstiziali. Per tale motivo si aspettano le fasi di progettazione definitiva ed esecutiva degli interventi, momento in cui si disporrà di ulteriori dati piezometrici, per decidere sull'opportunità o meno di realizzare una rete di microdreni suborizzontali (Valore, 2013).

2.6.4 Interventi di stabilizzazione del pendio

Si prevede l'inserimento di micropali e pali disposti secondo cinque fasce, a partire dalla sommità del pendio (figura 2.14). I pali o i micropali di ciascuna fascia saranno collegati in sommità da un robusto solettone. La fascia A, ubicata in prossimità del Duomo, contornerà e avvolgerà i terreni di fondazione di quest'ultimo sui lati Nord, Ovest e per un piccolo tratto del lato Sud lungo la via Duomo. Questa comprende gruppi o "cavalletti" di

cinque micropali con interasse di 2,5 m, dei quali due inclinati. La fascia B sarà costituita di cavalletti di quattro micropali, disposti a interasse longitudinale di 4 m. Le fasce C, D, E saranno costitute da pali di piccolo diametro verticali. Ogni cavalletto sarà formato di tre pali. L'interasse longitudinale dei cavalletti è di 4 m. La lunghezza dei micropali e dei pali di piccolo diametro sarà tale da ottenere un immorsamento nel banco inferiore di calcareniti rossastre CLR di 5 m circa. Sui solettoni di collegamento dei pali e micropali appartenenti alle fasce B, C, D, E si prevede l'inserimento di muri di sostegno di piccola altezza dai quali si dipartiranno tiranti di ancoraggio inclinati verso il basso. Il bulbo d'ancoraggio, lungo 8 m circa, sarà ubicato interamente nelle calcareniti CLR.

In corrispondenza della gradinata di accesso al Duomo saranno realizzati pali di piccolo diametro.

A valle della fascia E in corrispondenza degli affioramenti di calcarenite, nelle quali sono presenti varie fratture, saranno attuati interventi di "cucitura" con barre di vetroresina iniettate per tutta la lunghezza (figura 2.15). Tali interventi permetteranno il miglioramento delle condizioni di sicurezza nei riguardi dei processi di instabilità del complesso Duomo-terreni di fondazione e la limitazione degli spostamenti verticali e orizzontali dei terreni di fondazione e del pendio (Valore, 2013).



Figura 2.14 Planimetria con l'ubicazione schematica degli interventi di consolidazione previsti (Valore, 2013)

Capitolo 2 – Il Duomo di San Gerlando: storia di una Cattedrale ferita



Figura 2.15 Sezione trasversale dei terreni A-A' con l'indicazione schematica degli interventi di consolidamento previsti. Modificata da Valore (2013)

Capitolo 3

Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

3.1 Premesse

Per lo svolgimento dello studio di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento è stato necessario acquisire in via preliminare una serie di informazione al fine di poter ottenere la caratterizzazione del sottosuolo e la comprensione del cinematismo in atto. Si riportano i dati derivanti dalle diverse campagne di indagine effettuate a partire dal 1966. Tra queste sono di particolare interesse, per il raggiungimento dello scopo di tale studio, quelle effettuate nel 2012 dalla Protezione Civile, le quali hanno permesso l'ottenimento di diverse misure inclinometriche e piezometriche. Sempre all'interno di tale campagna sono state effettuate prove di laboratorio su provini indisturbati i cui risultati sono stati utilizzati come dati d'ingresso nelle successive fasi di analisi.

3.2 Cronologia delle indagini effettuate

In Valore (2013) vengono riportate le informazioni relative all'arco temporale che va dal 1966 al 2013, periodo in cui sono state effettuate diverse campagne di indagine al fine di scandagliare la natura del terreno di fondazione del Duomo. Nello specifico, a dare il via a questa serie di studi e approfondimenti, fu l'evento gravoso della frana del 1966 che interessò la zona dell'Addolorata posta ai piedi del quartiere su cui insiste la Cattedrale, in seguito al quale venne istituita una commissione di studio e indagine tecnica presieduta dal Prof. Giorgio Grappelli. Nell'ambito di questi studi furono eseguiti in piazza Don Minzoni i sondaggi individuati con le sigle G22 e G23 in tabella 3.1 e nella planimetria in figura 3.1.



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.1 Stralcio della planimetria con ubicazione dei sondaggi. Modificata da Valore (2013)

Sondaggio	Profondità indagata [m]	Ubicazione	Quota assoluta bocca foro [m.s.m]
G22	59,00	Piazza Don Minzoni	318,59
G23	51,50	Piazza Don Minzoni	316,42

Tabella 3.1 Sondaggi eseguiti nel 1966 dalla commissione Grappelli 0.1

Di seguito vengono riportati in ordine cronologico le diverse campagne di indagine che si sono succedute, per le quali sono stati effettuati sondaggi che hanno generato un duplice risultato: la possibilità di ottenere una chiara ricostruzione della successione degli strati costituenti il pendio e il terreno di fondazione, l'inserimento di strumentazioni al loro interno, quali inclinometri e piezometri di diverso genere.

Tra il 1976 e il 1980 sono stati effettuati da parte della Fondedile, impresa che si occupò della realizzazione dell'opera di sottofondazione pali radice, tredici sondaggi verticali dentro il Duomo e lungo il perimetro, raggiungendo una profondità compresa tra 14,8 e 36 m. I sondaggi sono denominati con le seguenti sigle all'interno della tabella 3.2: F1÷ F7, F9, F10, F19, F35, F63, F192.
Sondaggio	Profondità indagata [m]	Ubicazione	Quota assoluta bocca foro [m.s.m]
F1	31,00	Interno Duomo lato Nord	327,60
F2	34,80	Interno Duomo lato Nord	327,00
F3	34,55	Interno Duomo lato Nord	327,00
F4	34,75	Interno Duomo abside lato sinistro	327,00
F5	35,50	Interno Duomo abside lato destro	327,00
F6	14,80	Interno Duomo navata destra	327,60
F7	31,00	Interno Duomo navata destra	327,60
F9	30,00	Ingresso Duomo lato Nord	319,70
F10	36,00	Ingresso Duomo lato Sud	326,90
F19	26,30	Pendio Nord in prossimità del Duomo	320,00
F35	22,50	Pendio Nord in prossimità del Duomo	322,90
F63	22,00	Pendio Nord in prossimità del Duomo	324,00
F192	22,00	Pendio Nord in prossimità del Duomo	325,00

Tabella 3.2 Sondaggi eseguiti nel 1981 dalla ditta Fondedile

Nel 2005 sono stati effettuati undici sondaggi a carotaggio continuo da parte del Dipartimento Nazionale Protezione Civile della Sicilia, indicati con la denominazione D1÷ D4, D6, D7, D9 all'interno della planimetria in figura 3.2, interessanti la zona del sagrato, il museo diocesano, via Duomo, e la zona a valle del pendio. La profondità massima indagata è di 50 m. Nella tabella 3.3 ne viene indicata la strumentazione installata.

Tabella 3.3 Sondaggi eseguiti nel 2005 dal dipartimento Nazionale della Protezione Civile 0.3

Sondaggio	Profondità indagata [m]	Ubicazione	Quota assoluta bocca foro [m.s.m]	Strumentazione installata
D1	40,00	Ingresso Duomo lato Ovest	326,90	Inclinometro
D2	40,00	Ingresso Duomo lato Ovest	324,90	Inclinometro
D3	41,00	Ex museo diocesano	318,50	Inclinometro
D4	41,50	Piazza Don Minzoni	318,20	Inclinometro
D5	40,00	Area al di fuori della sfera d'interesse	309,70	Inclinometro
D6	50,00	Piazza Don Minzoni	317,00	Piezometro

Sondaggio	Profondità indagata [m]	Ubicazione	Quota assoluta bocca foro [m.s.m]	Strumentazione installata
D7	40,00	Via Duomo	328,00	Inclinometro
D9	20,00	A valle del pendio Nord	274,00	/
D10	20,00	A valle del pendio Nord	266,00	Piezometro

Nel 2008 sono stati effettuati venti sondaggi verticali all'interno e intorno la Cattedrale, raggiungendo una profondità massima di 65 m. Sono stati installati tre piezometri Casagrande, quattro piezometri a tubo aperto e sei inclinometri di cui però, in Valore (2013), non se ne specifica l'ubicazione. In tabella 3.4 si riportano le informazioni in possesso inerenti a tali sondaggi.

Tabella 3.4 Sondaggi eseguiti nel 2008 dal dipartimento Nazionale della Protezione Civile. Modificata da Valore (2013)0.4

Sondaggio	Profondità indagata [m]	Ubicazione	Quota assoluta bocca foro [m.s.m]	Strumentazione installata
S8	50,00	Piazzale antistante	260,87	
S9	50,00	Pendio in direzione Ovest	291,90	Inclinometro
S11	60,00	Pendio in direzione Ovest	299,63	
S12	50,00	A valle del pendio Nord	266,26	
S13	60,00	Piazza Don Minzoni	318,16	Inclinometro
S14	60,00	Piazza Don Minzoni	315,89	
S15	50,00	A valle del pendio Nord	266,65	
S16	50,00	Gradinata ingresso lato Ovest	318,54	Inclinometro
S17	65,00	Gradinata ingresso lato Ovest	320,55	Piezometro a capsula porosa
S18	60,00	Via Arco Spoto	316,53	
S19	60,00	Ingresso Duomo lato Ovest	326,73	Piezometro a capsula porosa
S19bis	14,00	Ingresso duomo lato Ovest	326,63	Piezometro a capsula porosa
S20	59,00	Gradinata ingresso lato Ovest	323,95	Inclinometro

Sondaggio	Profondità indagata [m]	Ubicazione	Quota assoluta bocca foro [m.s.m]	Strumentazione installata
S21	51,00	Via Duomo	321,42	
S22	61,00	Interno Duomo navata sinistra	327,60	Inclinometro
S23	50,00	A valle del pendio Nord	277,85	
S24	60,00	Interno Duomo navata sinistra	327,83	
S25	50,00	Via Duomo	323,20	
S26	62,00	Interno Duomo navata sinistra	327,83	Inclinometro
S27	50,00	A valle del pendio Nord	278,72	
S28	60,00	A valle del pendio Nord	288,07	
S29	50,00	A valle del pendio Nord	287,74	Inclinometro
S30	60,00	Via Duomo	326,84	Inclinometro
S39	25,00	Ingresso Duomo lato Ovest	326,86	
S40	25,00	Pendio in direzione Ovest	261,31	
S43	59,00	Pendio in direzione Ovest	300,48	

Nel 2012 sono stati condotti trenta sondaggi, a seguito della campagna effettuata dalla Protezione Civile, comprendente non solo indagini in situ ma anche prove di laboratorio. I sondaggi sono ubicati all'interno della Cattedrale, lungo il suo perimetro e sul pendio Nord, con massima profondità raggiunta di 70 m. In tali circostanze sono state condotte anche prove SPT, pressiometriche Menard, prove di permeabilità in situ. Sono stati installati quattordici piezometri a corda vibrante, un piezometro Casagrande, due piezometri a tubo aperto e sette inclinometri. Le indagini sono state eseguite dalla GEOMERID. Sono stati inoltre prelevati numerosi campioni indisturbati sui quali sono state eseguite prove geotecniche di laboratorio presso il DICAM – Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali dell'Università di Palermo. Tutte le informazioni relative a tali sondaggi sono ricapitolate in tabella 3.5 dove, per ciascuno strumento inserito,

piezometro a tubo aperto (TA), inclinometro (I), piezometro a corda vibrante (CV), piezometro Casagrande (C), se ne indica il tratto in cui viene effettuata la misura.

Sondaggio	Profondità indagata [m]	Ubicazione	Quota assoluta bocca foro [m.s.m]	Strumentazione installata
201 (45° Nord)	40,00	Sagrato	317,20	
201bis	30,00	Pendio Nord	301,69	
202bis	30,00	Pendio Nord	299,50	TA (14-18 m)
203	27,30	Palazzo Arcivescovile	335,00	I (26 m)
204	55,00	Perimetro Nord Duomo	320,06	I (55 m)
204bis	25,00	Perimetro Nord Duomo	319,68	CV (11m; 19 m)
204ter (35° Sud)	30,00	Perimetro Nord Duomo	322,48	CV (10 m)
205	30,00	Perimetro Nord Duomo	322,89	CV (8 m; 13 m)
205bis (40° Sud)	30,00	Perimetro Nord Duomo	322,85	
206	30,00	Perimetro Nord Duomo	324,84	CV (10 m; 18m)
206bis (33° Sud)	30,00	Perimetro Nord Duomo	325,49	
207	30,00	Perimetro Nord Duomo	327,70	I (30 m)
208	20,60	Palazzo Arcivescovile	335,00	I (20 m)
209	40,00	Interno Duomo	327,54	I (40 m)
210	40,00	Interno Duomo	327,57	CV (17 m; 25.10m)
211	40,00	Interno Duomo	327,54	CV (15m; 25m)
212	40,00	Interno Duomo	277,57	CV (13m; 21m)
213	40,00	Interno Duomo	327,60	
214	39,80	Interno Duomo	327,57	C (15 m)
215	40,00	Interno Duomo	327,60	

Tabella 3.5 Sondaggi eseguiti nel 2012 dalla Protezione Civile. Modificata da Valore (2013)0.5

Sondaggio	Profondità indagata [m]	UbicazioneQuota assoluta boccaStructureImage: Construction of the second		Strumentazione installata
216	70,00	Via Duomo	321,77	
217	35,00	Via Duomo	324,80	
218	35,00	Via Duomo	328,12	
219	65,00	Sagrato	324,86	CV (25m)
220	40,00	Pendio Nord	306,06	
221	30,00	Pendio Nord	284,72	I (30m)
222bis	25,00	Pendio Nord	286,66	TA (9-25m)
223	25,00	Pendio Nord	295,95	
224	20,00	Pendio Nord	285,13	
225	15,00	Pendio Nord	288,98	
226a (35°)	18,00	Sagrato	278,35	
226b	15,00	Sagrato	319,68	
226c	15,00	Sagrato	319,68	
226d	15,00	Sagrato	319,68	
227	50,00	Via Duomo	319,97	TA (1-12m)

Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

3.3 Stratigrafia del terreno di fondazione della Cattedrale

Attraverso i numerosi sondaggi effettuati nel corso degli anni, è stato possibile identificare la stratificazione dei materiali costituenti il terreno di fondazione e il pendio. Nello specifico in Valore (2013) vengono riportate tre sezioni trasversali (A-A', B-B', C1-C1'), le quali si sviluppano in direzione Sud-Nord, partendo da via Duomo, intercettano il pendio, permettendone di studiarne la natura, e terminano a valle, in via Giardinello.

Dall'osservazione delle sezioni A-A' in figura 3.2, B-B' in figura 3.3, C1-C1'in figura 3.4, si evince che la parete muraria Nord della Cattedrale insiste interamente su un corpo di terreni e rocce instabile. Si evidenzia l'assetto strutturale generale dell'ammasso, il quale presenta una distribuzione stratigrafica regolare, caratteristica che invece scompare in corrispondenza del pendio e in particolare lungo la navata Nord del Duomo, dove la giacitura dei contatti tra i vari tipi litologici è discordante rispetto a quella della parte occidentale retrostante e la costituzione del sottosuolo appare scomposta. Questa fascia di terreni e rocce è delimitata a Sud da una lunga e continua fenditura (indicata mediante linea tratteggiata rossa in planimetria di figura 3.1) che, partendo dal sagrato attraversa la navata Nord del Duomo e prosegue per centinaia di metri verso Est, intercettando gli edifici della Curia Arcivescovile. La fenditura si osserva anche sulla calotta di un tratto dell'Ipogeo Ismani, ove presenta apertura di 20-30cm.

Oltre la fenditura, invece, con riferimento alle sezioni trasversali si riconosce che gli strati in esame presentano inclinazione e immersione approssimativamente verso Sud di 15°-18°. Le superfici di contatto fra strati successivi sono nette e pressoché planari. Il terreno su cui fonda la Cattedrale è caratterizzato dalla successione di strati di terreno a grana fine e media, strati di calcareniti intervallati da letti di sabbia con scarso grado di

cementazione. Oltrepassato un primo strato di terreno di riporto instabile, il cui spessore non supera i 7 m, si riscontrano calcareniti giallastre, CL, la cui quota assoluta del tetto aumenta procedendo da Ovest verso Est arrivando in prossimità del giardino del Palazzo Arcivescovile ove le rocce sono praticamente affioranti. Al di sotto di tale strato uniformemente distribuito si rinviene uno strato di sabbia limosa a grana media, di spessore intorno ai 6 m. Incrementando la profondità si intercetta uno strato di terreni a grana fine, argille grigia e argilla grigio-giallastra con cristalli di gesso, entrambe consistenti e saturi. Questi primi tre strati compongono il pendio a rischio di distacco. Il contatto tra le argille AG della Formazione Agrigento e le sottostanti calcareniti organogene rossastre CLR è marcato in modo netto dalla presenza di uno strato di spessore da 10 a 80 cm, costituito da gusci e frammenti di conchiglie brevemente descritto come "tritume di conchiglie", indicato con la sigla "tr" in Valore (2013).

Le cause della discordanza tra l'assetto strutturale e la fenditura sono attribuibili a processi di rottura della zona sommitale del pendio che hanno avuto inizio probabilmente prima della costruzione del Duomo. Si reputa che tali processi siano ancora attivi e nello specifico "sembra che si propaghino retrogressivamente verso monte fino a lambire la torre campanaria" (Valore, 2013).



Figura 3.2 Sezione A-A'



Figura 3.3 Sezione B-B'



Figura 3.4 Sezione C1-C1'

3.4 Determinazione delle pressioni interstiziali e individuazione dell'altezza di falda

Per la determinazione delle pressioni interstiziali sono stati installati, in periodi differenti, piezometri di vario genere all'interno dei fori di sondaggio. Nello specifico si sono adoperati piezometri a tubo aperto, a capsula porosa, Casagrande e a corda vibrante.

In Valore (2013) vengono riportati i risultati derivanti dalla campagna d'indagine effettuata nel periodo compreso tra giugno del 2012 e dicembre 2013, ottenuti mediante l'utilizzo di piezometri a corda vibrante, i quali sono stati inseriti all'interno di fori di sondaggio la cui collocazione è distribuita nella zona esterna alla Cattedrale sul lato Nord a monte del pendio e all'interno del Duomo (tabella 3.6).

Piezometro	Quota foro [m.s.m.]	Profondità sensore [m]	Quota sensore [m]	Ubicazione
204b – sensore 1	320,60	19	301,60	A monte del pendio Nord
204b – sensore 2	320,60	11	309,60	A monte del pendio Nord
204 t	322,48	10	312,48	A monte del pendio Nord
205 - sensore 1	322,85	13	309,85	A monte del pendio Nord
205 - sensore 2	322,85	8	314,85	A monte del pendio Nord
206 - sensore 1	322,85	18	304,85	A monte del pendio Nord
206 - sensore 2	322,85	10	312,85	A monte del pendio Nord
210 – sensore 1	326,20	25	301,20	Interno Cattedrale navata sinistra
210 – sensore 2	326,20	17	309,20	Interno Cattedrale navata sinistra
212 - sensore 1	326,20	21	305,20	Interno Cattedrale navata centrale
212 - sensore 2	326,20	13	313,20	Interno Cattedrale navata centrale

Tabella 3.6 Principali caratteristiche dei piezometri a corda vibrante 0.6

Piezometro	Quota foro [m.s.m.]	Profondità sensore [m]	Quota sensore [m]	Ubicazione
219	324,86	25	299,86	Ingresso Cattedrale lato Ovest

L'interpretazione di tali valori ci permette in prima analisi, di trarre alcune conclusioni sulle condizioni idrauliche del sito in esame.

Il piezometro 1 disposto all'interno del foro di sondaggio 210 (figura 3.5), è collocato a 25 m dal piano campagna, profondità che permette di intercettare lo strato di argilla AG in prossimità della calcarenite CLR. In tale condizione si osserva che i valori delle pressioni interstiziali nel terreno a grana fine sono molto piccoli e presentano oscillazioni minime attribuibili a precipitazioni atmosferiche. Tale fenomeno potrebbe presumere un moto di filtrazione verticale che conduce l'acqua dal terreno a minore permeabilità verso quello più poroso, probabilmente non saturo, quale le calcareniti CLR. All'interno dello stesso foro di sondaggio sono state ottenute altre misurazioni derivanti dalla sonda collocata a 17 m dal piano campagna. Questa restituisce valori della quota piezometrica decisamente più alti, ossia a 313 m.s.m. (figura 3.8), corrispondenti a una profondità di circa 13 m dal piano campagna. A causa delle condizioni sopra definite si ritiene che la superficie libera della falda possa corrispondere al valore ottenuto attraverso la seconda sonda.



Figura 3.5 Successione stratigrafica all'interno del foro di sondaggio 210

Il piezometro 1 disposto all'interno del foro 204b, se pur presenta analoghe condizioni al piezometro 1 del foro di sondaggio 210, restituisce dati con un andamento diverso (figura 3.8). Nello specifico si osserva un picco nel periodo compreso tra aprile e maggio del 2013, successivamente le pressioni interstiziali diminuiscono regolarmente e asintoticamente attestandosi nuovamente al valore precedente al picco nell'arco di cinque mesi. In Valore (2013) le cause di tale andamento singolare, sono attribuite ad un mancato isolamento idraulico della cella piezometrica, il quale consentirebbe l'immissione diretta di acqua dall'esterno.

Le quote piezometriche maggiori si riscontrano negli strati di terreni a grana fine isolati rispetto a terreni con maggiore porosità.

All'interno del foro di sondaggio 205 (figura 3.6), intercettato dalla sezione C1-C1' (figura 3.11), sono stati installati due piezometri. Il sensore 1 alla quota 309,85 m.s.m. intercetta lo strato di argilla AGG, il sensore 2 alla quota 314,85 m.s.m. intercetta lo strato di sabbia limosa, SL. Per i primi mesi di lettura si osserva (figura 3.8) un picco della quota

piezometrica in rapida discesa del sensore 1 fino ad attestarsi alla quota 312,00 m.s.m. a partire da ottobre del 2012. Tale comportamento potrebbe essere giustificato nuovamente da un mancato isolamento idraulico concomitante a eventi piovosi più intensi i quali avrebbero potuto comportare un innalzamento della quota piezometrica nei primi mesi di misurazione. La sonda 2 invece mantiene una quota piezometrica costante per tutto l'intervallo in cui sono state effettuate le letture. Per tale ragione si osserva che l'andamento della falda individuata in Valore (2013) intercetta il valore ottenuto mediante la seconda sonda, ossia una quota assoluta di 324,85 m.sm. (figura 3.11).



Figura 3.6 Successione stratigrafica all'interno del foro di sondaggio 205

Il piezometro installato all'interno del foro di sondaggio 219 (figura 3.7) individua una quota piezometrica all'interno dello strato di sabbia limosa alla quota di 13,86 m al di sotto del piano campagna, corrispondente alla quota assoluta di 311 m.s.m.



Figura 3.7 Successione stratigrafica all'interno del foro di sondaggio 219

Alla luce dei dati ottenuti si reputa che i terreni a grana fine possano essere sede di falda sospesa (Valore, 2013).

In Valore (2013) vengono effettuate alcune considerazioni riguardo la permeabilità dello strato calcarenitico, valutazioni probabilmente formulate mediante l'osservazione dei dati provenienti dagli altri piezometri installati, di cui però non si dispone delle misure. Infatti, i casi riportati sono tutti ascrivibili a situazioni in cui il sensore si trova ad una quota che intercetta terreni a grana fine e mai le calcareniti CLR. Per tali circostanze viene riportato quanto espresso in Valore (2013).

"I piezometri con presa piezometrica ubicata all'interno degli strati calcarenitici CLR indicano altezze piezometriche molto piccole o addirittura nulle. Questo risultato è congruente con l'alta permeabilità delle calcareniti CLR e con il fatto che durante l'esecuzione dei sondaggi si è registrata sistematicamente la perdita dell'acqua di circolazione nei tratti di sondaggio attraversanti le calcareniti. Le calcareniti CLR,

delimitate inferiormente dalle argille A dotate di permeabilità estremamente bassa, affiorano a Ovest e consentono quindi alle acque circolanti in esse di sboccare all'esterno".

Il grafico sottostante è estrapolato da Valore (2013) e riporta l'andamento della quota piezometrica in funzione del tempo, ottenuto attraverso i piezometri a corda vibrante istallati nei diversi fori di sondaggio.



Figura 3.8 Grafico riportante l'andamento nel tempo della quota piezometrica nei piezometri a corda vibrante (Valore, 2013)

Per la definizione delle condizioni idriche caratterizzanti il sito d'interesse si è voluto verificare la corrispondenza tra i valori deducibili dal digramma in figura 3.8 con l'altezza di falda individuata in Valore (2013).

Nello specifico è stato riportati nella sezione A-A' il livello piezometrico individuato dallo strumento inserito nel sondaggio 219 (figura 3.9), nella sezione B-B' il livello piezometrico individuato dallo strumento inserito nel sondaggio 211 (figura 3.10), nella sezione C1-C1' i livelli piezometrici individuati dagli strumenti inseriti nei sondaggi 205, 210, 212 (figura 3. 11).

Tale verifica ha effettivamente accertato l'altezza di falda indicata in Valore (2013) di conseguenza è stato possibile utilizzare tale informazione per le successive fasi di analisi.



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.9 Sezione A-A' con individuazione dell'altezza di falda intercettata dal sondaggio 219



Figura 3.10 Sezione B-B' con individuazione dell'altezza di falda intercettata dal sondaggio 211



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.11 Sezione C-C' con individuazione dell'altezza di falda intercettata dai sondaggi 205, 210, 212

3.5 Interpretazione delle misure inclinometriche

Nel periodo 2005-2006 sono stati installati i primi inclinometri per il monitoraggio degli spostamenti del pendio. Successivamente nel periodo compreso tra il 2011 e il 2013 sono state ricondotte misure inclinometriche da parte del DICAM (dipartimento di ingegneria civile, ambientale aerospaziale, dei materiali dell'università di Palermo) mediante l'utilizzo di inclinometri verticali a sonda scorrevole in parte installati nella campagna d'indagine precedente. I fori di sondaggio che presentano l'inserimento di tale strumentazione, di cui in Valore (2013) ne viene riportato l'andamento della deformata inclinometrica, si trovano in corrispondenza della fenditura longitudinale, nella piazza antistante il Duomo e all'interno del Duomo lungo la navata Nord. Nello specifico i sondaggi D1 e D2 ricadono nella zona d'ingresso alla Cattedrale al termine della gradinata che la congiunge alla piazza antistante, il sondaggio S20 lungo la gradinata, i sondaggi S22, S26 e 209 all'interno del Duomo, i sondaggi D3, D4, S13, S16 in piazza Don Minzoni, i sondaggi 204, 207 lungo il perimetro Nord del Duomo, il sondaggio 220 in corrispondenza del pendio Nord.

La planimetria sottostante, figura 3.12, riporta l'ubicazione dei sondaggi interessati dalle misure.



Figura 3.12 Planimetria schematica con ubicazione dei sondaggi per cui sono state fatte le misure inclinometriche

La lettura di zero è stata eseguita in data 16/06/11 ossia dopo l'installazione degli inclinometri dell'ultima campagna d'indagini in situ, in quanto per gli inclinometri installati dalla Protezione Civile Nazionale nel 2005 non si dispone dell'originaria lettura di zero.

Le misure stimate vengono riportate diagrammando l'intensità del vettore spostamento orizzontale in funzione della profondità. Si individuano quindi gli spostamenti orizzontali e la presenza di superfici di taglio.

Di seguito si riportano, per ciascun foro di sondaggio, i diagrammi della curva inclinometrica affiancati dal corrispondente profilo stratigrafico al fine di poter interpretate in modo più chiaro i dati ottenuti.

Il foro di sondaggio D1 (figura 3.13) si trova a termine della gradinata che congiunge la piazza Don Minzoni all'ingresso principale della Cattedrale. Questo non intercetta alcuna superficie di taglio trovandosi a monte della fenditura. Nella porzione compresa tra 40 e 35m di profondità, si osserva un tratto linearmente crescente procedendo a partire dall'estremità inferiore verso l'alto. Poiché i valori di spostamento derivanti dalla porzione di tubo inclinometrico, incassato nelle calcareniti CLR, dovrebbero essere trascurabili, è molto probabile che l'andamento in esame sia causato da un errore di misura sistematico.

Nelle letture derivanti dall'inclinometro posto in tale sondaggio si osserva un comportamento apparentemente anomalo ossia il ritorno della deformata inclinometrica. Infatti, nel caso specifico, la lettura eseguita nel 23 luglio del 2013 presenta valori di spostamento nettamente inferiori rispetto a quanto verificato nella lettura del 18 maggio del 2013, per poi ritornare ad un incremento dello spostamento osservabile nell'ultima lettura del 3 dicembre del 2013.



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.13 Stratigrafia del foro di sondaggio D1 e diagramma relativo all'inclinometro inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)

La sonda inclinometrica installata all'interno del foro di sondaggio D2 (figura 3.14), collocato a valle della fenditura, raggiunge la profondità di 19 m, intercettando uno strato di terreno di riporto nel primo metro, uno stato di calcarenite CL riscontrabile fino a 14 m e infine l'argilla AGG. in corrispondenza del tratto di calcarenite CL, alla profondità di 11 m, la sonda intercetta una superficie di taglio. Alla profondità di 14 m si osserva un ulteriore riduzione dello spostamento orizzontale provocato probabilmente dal passaggio tra lo strato di calcarenite CL e la sottostante argilla AGG.



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.14 Stratigrafia del foro di sondaggio D2 e diagramma relativo all'inclinometro inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)

L'inclinometro posto all'interno del foro di sondaggio D3 (figura 3.15) intercetta una superficie di discontinuità nel tratto di argilla AGG, alla profondità di 22 m. Si riscontra inoltre alla profondità di 15 m un incremento degli spostamenti orizzontali in seguito al passaggio dallo strato di sabbia limosa a quello di argilla AGG, comportamento che si ripete anche nel passaggio dallo stato di argilla AGG alla sottostante calcarenite CLR, in cui gli spostamenti orizzontali registrati dalla sonda inclinometrica risultano molto minori. In sommità si osserva uno spostamento massimo di 8,6 mm.



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.15 Stratigrafia del foro di sondaggio D3 e diagramma relativo all'inclinometro inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.16 Stratigrafia del foro di sondaggio S16 e diagramma relativo all'inclinometro inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)

La sonda inclinometrica posta all'interno del foro di sondaggio S16 (figura 3.16) intercetta una superficie di taglio a 11 m all'interno dello strato di sabbia limosa. Si riscontra un decremento dello spostamento orizzontale nei tratti in cui si ha il passaggio fra due strati di materiale differente. In sommità si registra uno spostamento di 18 mm.



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.17 Stratigrafia del foro di sondaggio S20 e diagramma relativo all'inclinometro inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)

Il sondaggio S20 (figura 3.17) è collocato lungo la gradinata antistante la Cattedrale, a valle della fenditura. La sonda inclimometria al suo interno intercetta la superficie di taglio a 17m, in corrispondenza dello strato di sabbia limosa, inoltre si ha anche una variazione dell'andamento alla profondità di 30 m, punto in corrispondenza del passaggio di strato da argilla AG e calcarenite CLR. In sommità si registra uno spostamento di 6 mm.



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.18 Stratigrafia del foro di sondaggio S204 e diagramma relativo all'inclinometro inserito al suo interno. Modificata da Valore (2013)

L' elevata eterogeneità degli strati attraversati dal foro di sondaggio 204 (figura 3.18) fa sì che l'andamento della curva inclinometrica sia caratterizzato da più tratti in cui si osserva un aumento dello spostamento orizzontale localizzato. Di conseguenza si ha una più difficile interpretazione della superficie di taglio effettiva la quale si suppone comunque a 16 m. Oltre i 25 m di profondità dalla bocca foro, gli spostamenti orizzontali risultano essere minimi, inferiori al millimetro, andamento giustificato dalla presenza del blocco di calcarenite. In sommità si registra uno spostamento di 6,2 mm.

Per tutte i sondaggi di cui si hanno le misure inclinometriche sono stati riportati, su un diagramma spostamento-tempo, i dati relativi all'ultima lettura (figura 3.19). Da questo emerge che tutti gli inclinometri collocati a valle della fenditura, ossia quelli posti all'interno dei sondaggi S16, D2, 204, S22, mostrano un dato allarmante ossia l'incremento repentino degli spostamenti nel tempo.

Analizzando gli spostamenti in superficie in funzione del tempo relativi al sondaggio D1, si osserva un andamento quasi costante degli spostamenti che si attesta al valore di 1 mm eccetto per l'ultima lettura da cui emerge un netto incremento dello spostamento corrispondente a 4,64 mm in superficie. Situazione analoga si ottiene attraverso le letture inerenti al sondaggio S209, la cui ultima misura indica uno spostamento in superficie di 3,5 mm. Per maggiore chiarezza sarebbe opportuno effettuare nuove misure al fine di poter assicurare che il valore ottenuto sia frutto di un errore e non indice di un incremento degli spostamenti.



Figura 3.19 Diagramma relativo all'andamento degli spostamenti in superficie in funzione del tempo

In fine, si è voluto effettuare una verifica della superficie di rottura individuata in Valore (2013) basandosi sui dati ottenuti con gli inclinometri. Di particolare interesse per la determinazione della superficie di rottura appaiono le misure inclinometriche derivanti dagli strumenti collocati all'interno dei fori di sondaggio 204 e S22. Questi sono visibili nella sezione B-B' ed intercettano la superficie di scorrimento rispettivamente alla profondità di 16 m e 14,50 m. Il primo valore, come si vede dalla figura 3.20, risulta

confermato dall'andamento registrato dalla sonda inclinometrica, mentre per quanto riguarda la superficie di rottura intercettata dalla sonda inclinometrica del foro S22 sembrerebbe non corrispondere alla quota indicata dal in Valore (2013) (figura 3.21). Questa incoerenza potrebbe derivare da un'elevata eterogeneità degli strati attraversati, infatti lo stesso Valore reputa l'andamento della deformata ottenuta con l'inclinometro S22 anomalo scrivendo così: "l'andamento non canonico della deformata dell'inclinometro S22 è dovuto molto probabilmente alle brusche eterogeneità del terreno attraversato e più specificamente alla presenza tra i due tagli di brandelli di roccia lapidea calcarenitica o di terreno consolidato nel passato" (Valore, 2013).



Figura 3.20 Sezione B-B' con andamento della curva inclinometrica del sondaggio 204



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.21 Sezione B-B' con andamento della curva inclinometrica del sondaggio S22

3. 6 Proprietà e indici dei terreni

Si riportano di seguito risultati derivanti dall'analisi granulometrica a cui sono stati sottoposti campioni di argilla AG, campioni di argilla AGG e campioni di sabbia limosa SL.

3. 6. 1 Terreni AGG



Figura 3.22 Composizione granulometrica dei campioni AGG (Valore, 2013)

Dal grafico in figura 3.22 si osserva che il terreno di tipo AGG risulta essere essenzialmente limoso con percentuali comprese tra il 46 e il 79%. Si riscontra una ridotta percentuale di sabbia compresa tra il 2 e il 10% fatta eccezione per il campione prelevato lungo la verticale di sondaggio 206 alla profondità di 13,4 m per il quale si osserva una percentuale di sabbia che raggiunge il 27%. Le percentuali di argilla variano tra il 30 e il 58%.

Il peso dell'unità di volume γ delle argille AGG è compreso tra 18,17 e 21,27 kN/m³. Il peso specifico γ_s varia da 25,46 a 27,20 kN/m³ con valori più frequenti intorno a 27 kN/m³. Il grado di saturazione delle argille AGG è compreso tra l'85 e il 100%. Il contenuto naturale d'acqua w_n varia dal 19 al 23% circa, valori questi prossimi a quelli del limite di plasticità w_p.



3. 6. 2 Terreni AG

Figura 3.23 Composizione granulometrica dei campioni AG (Valore, 2013)

Dall'osservazione del grafico 3.23 si deduce che anche questo terreno essenzialmente di tipo limoso con percentuali comprese tra il 49 e il 61%. L'argilla è presente con percentuale variabile dal 30 al 43%, mentre la sabbia varia dal 6 al 20%. Le argille AG sono caratterizzate da valori del peso dell'unità di volume ricadenti nell'intervallo compreso tra 18,31 e 21,09 kN/m³. Il peso specifico varia da 26,60 a 27,09 kN/m³. Il grado di saturazione è compreso tra l'82 e il 100%. Il contenuto naturale d'acqua w_n varia dal 18,17 al 24,08% valori anche per queste argille prossimi al limite di plasticità w_P.

3. 6. 3 Terreni SL



Figura 3.24 Composizione granulometrica dei campioni SL (Valore, 2013)

Per le sabbie limose è stata eseguita una sola determinazione della composizione granulometrica dalla quale si osserva nel grafico in figura 3.24 una percentuale maggiore di limo intorno al 65% mentre la percentuale di sabbia è del 33%. Molto ridotta risulta essere la percentuale di argilla circa il 2%.

3. 7 Proprietà meccaniche

3.7.1 Argilla AGG

Le proprietà meccaniche del sottosuolo sono state definite mediante prove di laboratorio su provini indisturbati estratti nella campagna d'indagine del 2012.

Per la determinazione dei valori di picco dell'argilla AGG sono state condotte prove di taglio diretto consolidate drenate, e prove triassiali consolidate non drenate con misura delle pressioni neutre.

I valori delle coppie σ_v '- τ derivanti dalla prova di taglio diretto CD (figura 3.25) sono interpolati mediante la retta:

$$\tau = \tan(\varphi_p) \cdot \sigma'_v + c = 0,545 \cdot \sigma'_v + 44,7$$

Ottenendo quindi c'=44,7 kPa e φ_p =28,6°

Tale retta è delimitata inferiormente e superiormente da coppie di valori che si discostano dall'andamento prevalente, i quali sono interpolati dalle rette:



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.25 Risultati delle prove di taglio diretto CD per provini di tipo AGG (Valore, 2013)

I valori della prova triassiale CIU sono riportati all'interno del piano t-s (figura 3.26). La retta interpolante è definita:

$$\tau = \tan(\alpha) \cdot s' + a = 0.63 \cdot s' + 8.8$$

Ottenendo quindi, con a=8,8 kPa e α =31,8, c'=11,2, φ_p =38,3°



Figura 3.26 Prove di compressione triassiale CIU con misura delle pressioni neutre per i provini AGG (Valore, 2013)

Per la determinazione dei parametri di resistenza residua tre provini sono stati sottoposti a prove di tagli anulare (figura 3.27). I punti si attestano su una retta caratterizzata da $\varphi'_r = 14^\circ$ e coesione nulla.

Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale



Figura 3.27 Risultati delle prove di taglio anulare per provi AGG (Valore, 2013)

3.7.2 Argilla AG

Le medesime prove sono state condotte per l'argilla AG ottenendo nel caso della prova di taglio diretto CD (figura 3.28) un'elevata dispersione dei valori, i quali vengono interpolati dalla retta:

$$\tau = \tan(\varphi_p) \cdot \sigma'_v + c = 0.45 \cdot \sigma'_v + 77,76$$

Ottenendo quindi c'=77,76 kPa e φ_p =24,2°



Figura 3.28 Risultati delle prove di taglio diretto CD per provini di tipo AG (Valore, 2013)

Dalle tre prove triassiali, eseguite su questi terreni (figura 3.29) si ottiene un inviluppo caratterizzato da: c'=31,84 kPa ; ϕ_p '= 24,8°





Figura 3.29 Prove di compressione triassiale CIU con misura delle pressioni neutre per i provini AG (Valore, 2013)

Per la determinazione dei parametri caratterizzanti le condizioni residue sono state effettuate prove di taglio anulare (figura 3.30). La retta interpolante i valori ottenuti è caratterizzata da coesione nulla e $\varphi'_r = 24^\circ$



Figura 3.30 Risultati delle prove di taglio anulare per provi AG (Valore, 2013)

3. 7. 3 Sabbia limosa SL

Per determinare i valori di resistenza sui provini di sabbia limosa sono state eseguite prove di taglio diretto (figura 3.31) il cui inviluppo di rottura è descritto dalla seguente coppia di parametri c'=45,96 e φ'_p =28,4°.

Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale



Figura 3.31 Risultati delle prove di taglio diretto CD per i provini SL (Valore, 2013

Per la determinazione della resistenza residua sono state eseguite prove di taglio anulare consolidate drenate (figura 3.32) ottenendo i seguenti parametri: c'=0 e φ'_r =26,6°



Figura 3.32 Risultati delle prove di taglio anulare per i provini SL (Valore, 2013)

3.7.4 Prove di compressione uniassiale sulle calcareniti CLR

I provini di CLR prelevati sono stati sottoposti a prove di compressione uniassiale. I campioni hanno valori di peso secco dell'unità di volume compreso tra 14,5 e 17,5 kN/m³. Per questi si sono ottenuti valori di resistenza a compressione uniassiale compresi nell'intervallo tra 1 e 4 MPa. Nel grafico di figura 3.33 si osserva una grande dispersione dei valori causata dalla differenza del grado di cementazione anche fra provini con stesso valore di γ_d .



Figura 3.33 Valori di resistenza a compressione semplice in funzione del peso secco dell'unità di volume γ_d (Valore, 2013)

3.8 Risultati delle prove SPT

Sono state effettuate numerose prove penetrometriche SPT lungo le verticali dei sondaggi eseguiti nel 2012 attraverso cui è stato possibile determinare la densità relativa e l'angolo di resistenza al taglio del materiale coinvolto. In tabella 3.7 sono riportati i sondaggi per i quali è stata condotta la prova e il numero di colpi ottenuto.

Sondaggio	Profondità di esecuzione delle	Terreni interessati	Numero di colpi	N ₃₀	(N ₁) ₆₀
	prove				
211	m		10.12.17	20	20
211	3.4	ĸ	10,13,17	30	38
205	5.00	CL	0 10 22	41	47
210	4.00	CL	50 R(13cm)		
212	3.00	CL	18 20 27	47	61
214	6 50	CL	14 100 R (6cm)	/	
217	3.00	CL	29.100 R (11cm)	. /	
	7.00	CL	33,100, R (6cm)	/	
218	33.00	CL	42,100 R (7cm)	/	
214	12.00	SC	10, 8,15	23	19
217	11.00	SC	11,10,8	18	15
209	7.20	SL	3,4,7	11	11
210	7.00	SL	6,10,10	20	20
211	11.00	SL	16,16,15	31	26
212	11.00	SL	6,12,18	30	25
	14.00	SL	8,15,19	34	25
214	15.40	SL	15,24,30	54	38
215	11.80	SL	12,16,14	30	24
	15.00	SL	11,22,34	56	40
216	13.00	SL	11,21,27	48	37
	16.00	SL	11,20,30	50	34
218	15.00	SL	13,20,22	42	30
209	14.30	AGG	6,11,18	29	21
215	18.90	AG	12,23,40	63	39
218	21.50	AG	12,22,28	50	29

Un primo commento derivante dall'osservazione dei valori ottenuti, è relativo alla resistenza dello strato CL, infatti, per questo in molte prove si è generato un rifiuto, situazione che si ha quando, per avere l'avanzamento del campionatore di 15 cm, si superano i 50 colpi. Tuttavia i valori dell'indice N₃₀ ottenuti con le prove che non sono andate a rifiuto sono compresi tra 41 e 47 denotando come il banco calcarenitico sia eterogeneo. Le prove eseguite all'interno dei fori di sondaggio 214 e 217 alla profondità rispettivamente di 12 e 11 m dalla bocca foro, dovrebbero intercettare lo strato di calcarenite CL, tuttavia i numeri di colpi ottenuti fanno presumere la presenza di letti di materiale meno denso all'interno del blocco.

Adottando la correlazione di Terzaghi-Peck (1948) è possibile in modo piuttosto speditivo definire il grado di addensamento in funzione del numero di colpi (tabella 3.8).

Tabella 3.8 Determinazione del grado di	<i>addensamento</i>	in funzione	del numero	di colpi	mediante
la correlazione di Terzaghi-Peck (1948)).8				

NSPT	Densità relativa- Terzaghi-Peck (1948)
0 - 4	Molto sciolta
4 - 10	Sciolta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Molto densa

Si osserva che la sabbia limosa nei primi metri in cui viene intercettata risulta essere mediamente densa, mentre incrementando la profondità si riscontra materiale da denso a molto denso.

Attraverso la correlazione di De Melo (1971) si è voluto ricavare il valore di angolo di resistenza al taglio in modo diretto a partire dal numero di N_{SPT} . Questa correlazione infatti è applicabile a tutti i tipi di sabbia e a tutte le profondità eccetto per i primi due metri al di sotto del piano campagna.

L'angolo di resistenza al taglio viene ricavato mediante la seguente formula:

$$\varphi' = 19 - 0.38 \cdot \sigma'_{\nu 0} + 8.73 \cdot \log(N_{SPT})$$

Con $\sigma'_{\nu 0}$ espresso in kg/cm². Poiché i risultati della prova SPT sono stati forniti sia attraverso il numero di colpi effettivamente ottenuti sia nel caso in cui la strumentazione adottata avesse un'efficienza del 60%, per le correlazioni si è utilizzato quest'ultimo valore.

Di seguito si riportano le tabelle contenenti i dati per la determinazione di φ'^1 . Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio del primo strato di terreno di riporto la prova è stata eseguito all'interno del foro di sondaggio 211 alla profondità di 3,4 m (tabella 3.9).

D	Sondaggio 211								
$\gamma = 20$ kN/m ³	Z	σ_{v0}	$\mathbf{Z}_{\mathbf{W}}$	u	σ'_{v0}	σ'_{v0}	$oldsymbol{arphi}'$	N30	(N1) 60
	m	kPa	m	kPa	kPa	kg/cm ²	0	-	-
	3,4	68	0	0	68	0,68	32,53	30	38

Tabella 3.9 Determinazione dell'angolo di resistenza al taglio per lo strato R 0.9

Nel caso dello strato di calcarenite CL la prova SPT è stata eseguita all'interno di diversi fori di sondaggio per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio ma in molti casi si è ottenuto un rifiuto. In due situazioni il numero di colpi relativo si è rivelato utile al fine della prova, nello specifico nei casi in cui è stata eseguita all'interno del foro di sondaggio 205 alla profondità di 5 m e nel foro di sondaggio 212 alla profondità di 3 m (tabella 3.10).

¹ All'interno delle tabelle si è voluto evidenziare il risultato ottenuto riportando il valore dell'angolo di resistenza al taglio in grassetto.
Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

	Sondaggio 205									
CI	Z	σ_{v0}	Zw	u	σ'_{v0}	σ'_{v0}	$oldsymbol{arphi}'$	N30	(N1) 60	
CL	m	kPa	m	kPa	kPa	kg/cm ²	0	I	-	
$\gamma = 21$	3,5	70	0	0	70	0,7				
KIN/M ²	5	101,5	0	0	101,5	1,02	33,21	41	47	
	Sondaggio 212									
	1,9	38	0	0	38					
	3	61,1	0	0	61,1	0,61	34,35	47	61	

Tabella 3.10 Determinazione	dell'angolo di resi	stenza al taglio per la	strato CL 0.10
	were ungoto un test		Shitte CE 0.10

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio dello strato di sabbia limosa si rimanda alla tabella 3.11 in cui sono indicati i fori di sondaggio all'interno dei quali è stata eseguita la prova e le rispettive profondità.

	Sondaggio 210								
	Z	σ_{v0}	$Z_{\rm W}$	u	σ'_{v0}	σ'_{v0}	$oldsymbol{arphi}'$	N30	(N1) 60
	m	kPa	m	kPa	kPa	kg/cm ²	0	-	-
	4	80	0	0	80				
	6	122	0	0	122				
	7	142	0	0	142	1,42	29,82	20	20
					Sondaggio	211			-
	4,3	86	0	0	86				
	10,5	216,2	0	0	216,2				
	11	226,2	0	0	226,2	2,262	30,49	31	26
SL					Sondaggio	212			
$\gamma = 20$	1,9	38	0	0	38				
kN/m^3	10,2	212,3	0	0	212,3				
	11	228,3	0	0	228,3	2,28	30,34	30	25
	14	288,3	1	9,81	278,49	2,78	30,15	34	25
					Sondaggio	214			
	6,1	122	0	0	122				
	13,7	281,6	0	0	281,6				
	15,4	315,6	1,4	13,73	301,87	3,02	31,64	54	38
					Sondaggio	216			
	11	231	2	19,62	211,38				
	13	271	4	39,24	231,76	2,32	31,81	48	37
	16	331	7	68.67	262.33	2.62	31.37	50	34

Tabella 3.11 Determinazione dell'angolo di resistenza al taglio per lo strato SL 0.11

3.9 Individuazione dei possibili meccanismi di rottura attraverso analisi a ritroso

La superficie di rottura individuata in Valore (2013) deriva dalle misure inclinomtriche e dall'osservazione dell'andamento della fenditura che taglia longitudinalmente la navata Nord. La profondità di questa è di 6 -7 m ed è stata accertata all'epoca della realizzazione

Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

dei pali radice sotto le colonne del Duomo. Tutti i meccanismi di rottura individuati in Valore (2013) hanno andamento curvilineo, si sviluppano prevalentemente lungo terreni a grana fine (argille AG, AGG, sabbie limose SL) e si raccordano con la fenditura mediante un andamento subverticale. Nella zona più a valle di questa, in corrispondenza del pendio Nord, i meccanismi di rottura sono stati ipotizzati in quanto vi è l'impossibilità di installarvi degli inclinometri a causa della forte acclività e per la difficoltà d'accesso. Valore (2013) evidenzia che i meccanismi di rottura, a tempo dell'analisi, risultano localizzati e non presentano un avanzamento in direzione Sud, effetto positivo derivante probabilmente dalla presenza dei pali radice di sottofondazione delle colonne del Duomo. Infatti, nella zona del sagrato, in cui non è stata inserita alcuna opera di rinforzo delle fondazioni, si manifesta una tendenza al propagarsi della fenditura fino a lambire quasi la torre campanaria.

In Valore (2013) vengono riportati i risultati relativi alle analisi a ritroso condotte per le sezioni A-A', B-B', C1-C1', effettuate al fine di poter ottenere l'individuazione dei parametri d'ingresso utili nella fase di progettazione. Gli scenari considerati sono i seguenti:

- 1. Utilizzo della resistenza a taglio di picco e coesione intercetta per i terreni a grana fine AG, AGG, SL;
- 2. Utilizzo della resistenza a taglio di picco ma coesione intercetta nulla per i terreni a grana fine AG, AGG, SL;
- 3. Utilizzo della resistenza al taglio residua per i terreni a grana fine AG, AGG, SL.

La presenza del Duomo è stata simulata mediante un sovraccarico di 20 kPa.

Attraverso il primo caso si ottengono superfici di scivolamento con fattori di sicurezza ben più alti di 1, valore a cui corrisponderebbe la completa mobilitazione della resistenza a taglio. Nello specifico si ha: Fs=1,97 per la sezione A-A' (figura 3.34), Fs=1,24 per la sezione B-B' (figura 3.35), Fs=1,55 per la sezione C1-C1' (figura 3.36).

Nel secondo caso i valori del fattore di sicurezza ottenuti sono1,48 per la sezione A-A' (figura 3.37), 1,13 per la sezione B-B' (figura 3.38) e 1,04 per la sezione C1-C1' (figura 3.39).

In fine considerando l'ipotesi in cui risultasse operativa la resistenza residua ($c_r=0$ e $\phi'=\phi'_r$) dei terreni a grana fine, i valori dei fattori di sicurezza per le tre sezioni esaminate sono compresi tra 0,49 e 0,81, quindi molto più bassi dell'unità. Tali risultati sono incompatibili con il comportamento del sistema pendio-Duomo realmente osservato.

Dagli esiti ottenuti, Valore ha scelto di considerare per l'analisi di stabilità, effettuata con il fine di verificare l'efficacia degli interventi di stabilizzazione proposti, la resistenza al taglio di picco e l'assenza di coesione per i terreni a grana fine.

Sabbie limose SL c'=20; $\varphi'=29^{\circ}$ $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$ Sup. Sciv. \mathbf{Fs} Calcareniti CL **S**1 **S**1 1.97 c'=0; $\varphi'=35^{\circ}$ $\gamma_{d}=17 \text{ kN/m}^{\circ}$ $\gamma_{sat}=21 \text{ kN/m}^{\circ}$ Argilla AG c'=40; $\varphi'=28^{\circ}$ $\gamma_{d} = 16 \text{ kN/m}^{3}$ $\gamma_{sat} = 20.5 \text{ kN/m}^{3}$ Terreni riporto R Argilla AGG c'=35; φ '=28° γ_d = 16 kN/m³ γ_{sat} =20.5 kN/m c'=0; $\varphi'=35^{\circ}$ $\gamma_{d} = 16.5 \text{ kN/m}^{3}$ $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^{3}$ Calcareniti CLR c'=500 kPa; $\varphi'=35^{\circ}$ $\gamma_{d} = 17 \text{ kN/m}^{3}$ $\gamma_{sat}^{d} = 21 \text{ kN/m}^{3}$ Argilla A' c'=10 kPa; φ'=24° $\gamma_{d} = 16.5 \text{ kN/m}^{3}$ $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^{3}$ Argilla A c'=10 kPa; φ '=24° γ_d = 16.5 kN/m³

Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.34 Sezione A-A' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di picco caratteristici. Modificata da Valore (2013)

-150.00-

 $\gamma_{sat}^a = 20 \text{ kN/m}^3$



Figura 3.35 Sezione B-B' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di picco caratteristici. Modificata da Valore (2013)



Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

Figura 3.36 Sezione C1-C1' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di picco caratteristici. Modificata da Valore (2013)



Figura 3.37 Sezione A-A' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di picco e coesione nulla. Modificata da Valore (2013)

Figura

Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale



Figura 3.38 Sezione B-B' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di picco e coesione nulla. Modificata da Valore (2013)



Figura 3.39 Sezione C1-C1' superficie di scivolamento determinata mediante parametri di picco e coesione nulla. Modificata da Valore (2013)

Capitolo 3 – Inquadramento delle condizioni geotecniche del terreno di fondazione della Cattedrale

3.10 Parametri adottati per le analisi

La tabella 3.12 riassume i parametri ottenuti per i diversi materiali costituenti il pendio attraverso le prove di laboratorio e in sito a cui sono stati sottoposti.

Tali valori verranno utilizzati come dati di ingresso per l'elaborazione del modello geotecnico, il quale verrà sottoposto nel Capitolo 4 ad un'analisi mediante metodo dell'equilibrio limite e mediante metodo numerico. Si evidenzia che i parametri d'ingresso adottati in questo caso sono differenti rispetto a quelli utilizzati in Valore (2013) in quanto i due studi si differiscono per obiettivi. Nel caso di Valore (2013) sono state effettuate delle scelte cautelative, in modo da porsi nello scenario più gravoso in quanto, lo scopo del suo studio è il dimensionamento delle opere di stabilizzazione da adottare.

All'interno della presente tesi invece, si vuole riprodurre lo scenario in cui ricade effettivamente il pendio, andando quindi a considerare i parametri derivanti dalle diverse prove effettuate sui campioni prelevati.

Terreno	$\gamma_{ m d}$	γsat	cp	$arphi'_{ m p}$	Cr	$arphi'_{ m r}$
	kN/m ³	kN/m ³	kPa	0	kPa	0
R	16,5	20	0	32,5	-	-
SL	16,5	20	46	29	0	26,6
AGG	16	20,5	45	28,5	0	14
AG	16	20,5	78	24	0	24
A e A'	16,5	20	10	24	-	-
CL	17	21	0	34	-	-
CLR	17	21	500	35	-	-

Tabella 3.12 Parametri caratteristici dei materiali costituenti il pendio 0.12

Capitolo 4

Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

4.1 Premesse

La verifica di stabilità ha lo scopo di determinare il grado di sicurezza dell'insieme manufatto-terreno nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti all'interno del pendio. Esistono diversi metodi per effettuare l'analisi progettuale. La scelta fra questi dipende dalla complessità e dalla rilevanza dell'opera in progetto, ma anche dal numero e dalla qualità di informazioni disponibili. In casi particolare risulta utile anche l'attuazione dei diversi metodi al fine di poter avere un confronto fra i risultati ottenuti.

Di seguito verranno inizialmente descritti i metodi che usualmente vengono adottati nella pratica, per poi proseguire con la verifica di stabilità del pendio su cui si fonda la Cattedrale di Agrigento, la quale verrà affrontata mediante i metodi dell'equilibrio limite e degli elementi finiti. Per rendere più comprensibile i passaggi che sono stati attuati nel corso dello studio si vuole fare una descrizione dei software utilizzati. In fine, si procederà con un confronto dei risultati ottenuti mediante i due metodi.

4.2 Metodo empirico

Il metodo empirico si fonda sull'esperienza pregressa acquisita attraverso lo studio di fenomeni simili al caso in esame. Tale metodo viene applicato soprattutto nella costruzione di gallerie mentre sono pochi i casi di utilizzo per la stabilità dei versanti (Barla, 2010). Nei casi in cui il l'oggetto di studio differisce sostanzialmente da quelli a cui si fa riferimento attraverso il metodo empirico, la soluzione derivante va attuata con estrema cautela. Questa può essere considerata come una soluzione preliminare al problema per poi verificarla nelle fasi successive di progettazione con altri metodi più accurati.

4.3 Metodo dell'equilibrio limite

Le condizioni di stabilità vengono definite mediante la determinazione di un fattore di sicurezza, espresso come il rapporto tra la resistenza a taglio disponibile lungo la superficie di potenziale rottura e la tensione di taglio agente, ossia il rapporto tra le forze resistenti e quelle instabilizzanti:

$$F_{S} = \frac{\int \tau_{R}(\sigma_{n})dl}{\int \tau_{n}dl} = \frac{\sum F_{RESISTENTI}}{\sum F_{INSTABILIZZANTI}}$$

Tale metodo implica alcune limitazioni quali:

- Scelta della superficie di rottura, la quale deve essere imposta a priori;
- Il volume instabile è rigido, quindi non sono considerate eventuali deformazioni. Il materiale si comporta secondo un modello rigido-plastico, ossia è rigido sino al raggiungimento della tensione di taglio critica, oltre la quale subisce un scorrimento irreversibile corrispondente al collasso;
- Il fattore di sicurezza è considerato costante per tutto lo sviluppo della superficie di potenziale rottura;
- L'effetto dovuto alla costrizione laterale viene trascurato in quanto il pendio è considerato piano attribuendo dimensione unitaria lungo la direzione perpendicolare alla sezione esaminata;
- Non si osserva il processo di creazione della frattura in quanto il metodo si basa sul fattore di sicurezza per cui tutti gli scenari in cui questo è minore di uno indicano il crollo.

4.4 Metodo delle tensioni

Il metodo delle tensioni consiste nella determinazione di sollecitazioni e deformazioni dell'ammasso roccioso a seguito dell'applicazione di uno stato di sollecitazione indotta, ad esempio, dall'introduzione di una struttura ingegneristica. Ciò permette di confrontare il nuovo stato tensionale con le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso stesso, al fine di individuare zone in cui si ha incompatibilità. È il metodo più completo poiché dopo il calcolo si ottengono sia la distribuzione della sollecitazione che quella della deformazione dell'ammasso roccioso. Ciò consente di analizzare situazioni reali complesse caratterizzate ad esempio da geometrie articolate, o diversità in termini di leggi costitutive dei materiali costituenti. In generale i metodi numerici applicati nell'ingegneria geotecnica possono essere divisi in due categorie (Barla, 2010):

- Metodi basati sulla discretizzazione del solo contorno (Metodi degli Elementi di Contorno/ Boundary Element Method, BEM);
- Metodi che richiedono la discretizzazione di tutto il dominio del problema (Metodi degli Elementi Finiti/ Finite Element Method, FEM; Metodo delle Differenze Finite/Finite Difference Method, FDM; Metodo degli elementi distinti/ Distinct Element Method, DEM).

I metodi del secondo gruppo, metodo delle differenze finite o metodo degli elementi finiti, richiedono approssimazioni fisiche o matematiche da fare attraverso una regione delimitata.

Nel metodo degli elementi finiti la geometria del problema è suddivisa in elementi discreti per i quali si ritengono valide le leggi costitutive e le piccole deformazioni. Le

equazioni che governano il comportamento sono scritte e risolte esattamente per punti o nodi con i quali gli elementi adiacenti sono connessi.

La scelta del metodo ottimale da adottare dipende dalla complessità del problema ingegneristico da affrontare e dal grado di conoscenza che si ha sull'ammasso roccioso e delle modalità costruttive previste. L'ammasso roccioso può essere trattato in due modi differenti in funzione del grado di omogeneità. Può essere considerato come un mezzo discontinuo andando a definire separatamente il comportamento fisico-meccanico dei due componenti costituenti, roccia intatta e discontinuità. In questo caso è opportuno ricorrere al metodo degli elementi distinti (DEM). Oppure l'ammasso roccioso può essere associato ad un continuo equivalente omogeno, rappresentando in modo globale il comportamento fisico-meccanico. In questo caso si opta per l'adozione di metodi degli elementi di contorno (BEM), metodo degli elementi finiti (FEM) o metodo delle differenze finite (FDM).

4.4.1 FEM

La regione fisica di interesse viene discretizzata attraverso la realizzazione di una grigia (mesh), composta da elementi finiti di forma codificata (triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D). Gli elementi possono essere semplici o a più gradi di libertà nei casi in cui si desidera una soluzione più dettagliata. Il numero di gradi di libertà definisce la dimensione della matrice globale di rigidezza. Tali elementi dovrebbero avere lati di lunghezza uguale tra loro in modo da ridurre al minimo la distorsione geometrica del modello limitando l'insorgenza di errori. Se le condizioni geometriche e di carico lo consentono il problema può essere analizzato in modo simmetrico riproducendo solo metà della regione, accelerando notevolmente la procedura. Il metodo degli elementi finiti si sviluppa attraverso i seguenti passaggi:

- Discretizzazione del problema. Si ottiene attraverso la definizione della geometria del problema mediante la realizzazione di un reticolo di nodi e elementi, ottenendo un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà. Vanno considerati tutti gli elementi esistenti come ad esempio le caratteristiche geotecniche del terreno, eventuali opere di rinforzo e stabilizzazione. Questa fase va svolta con elevata attenzione in quanto errori nella definizione della mesh generano notevoli ripercussioni sul risultato finale. È opportuno rendere la maglia più fitta, andando quindi a considerare elementi di più piccole dimensioni, nelle aree in cui si ritiene che si possano riscontrare forti gradienti tensionali. Se il modello comprende zone caratterizzate da leggi costitutive differenti è opportuno posizionare i nodi lungo i tratti di contatto;
- 2) *Assegnazione di una variabile primaria*. Deve essere selezionata una variabile primaria e come questa varia rispetto ad un elemento finito. Generalmente in geotecnica si adottano gli spostamenti come variabile principale;
- 3) *Assegnazione delle proprietà dei materiali*. Ad ogni elemento viene assegnata una legge di comportamento, in modo da simulare il reale decorso dell'ammasso roccioso, delle discontinuità e delle strutture di rinforzo e stabilizzazione;
- 4) *Assegnazione dello stato tensionale*. Ad ogni nodo del modello vengono attribuite le componenti tensionali. Le condizioni di sollecitazione iniziali imposte al modello

devono essere concordi con le effettive condizioni riscontrate in sito ed evidenziate in sede di caratterizzazione geotecnica;

- 5) *Formulazione di equazioni globali.* Le equazioni degli elementi vengono combinate per ottenere equazioni globali per la mesh;
- 6) *Definizione delle condizioni al contorno*. Tale passaggio viene ottenuto attraverso l'introduzione dei vincoli agli spostamenti sui confini del modello e quindi riducendo i gradi di libertà del sistema o imponendo uno stato tensionale al contorno;
- 7) *Definizione delle fasi di calcolo*. In questa fase vengono riprodotte le fasi costruttive di interesse al fine di poter osservare come si comporta il pendio a seguito dell'avanzamento dei lavori e per verificarne la corrispondenza con le previsioni effettuate in fase progettuale;
- 8) *Calcolo e analisi dei risultati a seguito della soluzione delle equazioni globali*. Si ottengono gli spostamenti a tutti i nodi attraverso i quali in secondo luogo si valutano tensioni e deformazioni.

4.4.1.1 Discretizzazione del problema

Per quanto riguarda la discretizzazione del problema e la conseguente generazione della mesh, bisogna procedere in modo attento ed accurato in quanto tale fase influisce sul processo di computazione in modo rilevante. Nella costruzione di una mesh di elementi finiti vanno considerati i seguenti aspetti:

- La geometria che definisce il confine della mesh deve essere approssimata nel modo più accurato possibile e il processo di discretizzazione va eseguito con grande cura;
- Gli elementi e i nodi che costituiscono la griglia definita vanno numerati in modo sistematico. Il modo di numerare la mesh influenza il processo di computazione in quanto ne cambia la matrice di rigidezza;
- Si inseriscono elementi di più piccole dimensioni nelle zone in cui ci si aspetta di ottenere elevati gradienti tensionali. In generale gli elementi di minori dimensioni permettono di ottenere un risultato più accurato. Man mano che ci si allontana dalla zona con maggiore criticità gli elementi vanno incrementati di dimensione in modo graduale;
- Nei casi in cui si analizzano problemi di stabilità, come nei pendii in cui è nota la superficie di scorrimento, si adottano elementi di minore dimensione nella zona critica soggetta allo scivolamento, facendo attenzione ad ottenere un incremento graduale delle dimensioni degli elementi;
- Se il confine è curvilineo, come nel caso di gallerie, o l'interfaccia dei materiali lo è, è opportuno incrementare il numero di elementi che ne definiscono il contorno;
- Il disegno delle maglie può anche essere influenzato da discontinuità geometriche o condizioni al contorno applicate;
- Quando ci si appresta a risolvere problemi contenenti zone non omogenee è essenziale che i nodi siano collocati lungo il contorno che separa due zone differenti;

• La dimensione della griglia va scelta abbastanza grande da evitare l'influenza dovuta a restrizioni del confine.

4.4.1.2 Assegnazione della variabile primaria

Come detto precedentemente nell'analisi FEM bisogna individuare una variabile primaria, che nell'ambito geotecnico si considera sia il campo degli spostamenti, il quale varia nel dominio del problema. Sforzi e deformazioni vengono determinati come quantità secondarie. La principale approssimazione che viene effettuata utilizzando il metodo degli elementi finiti è assumere una particolare forma di come le componenti di spostamento variano nel dominio in esame, la quale permette di legare gli spostamenti degli elementi con gli spostamenti ai nodi attraverso la matrice [H] funzione della forma degli elementi.

$$[u(x,y,z)] = [H(x,y,z)][u]_e$$

In tal modo la variazione di spostamenti non nota in un elemento è espressa attraverso una semplice funzione di spostamenti ai nodi.

Di conseguenza, il problema della determinazione del campo degli spostamenti attraverso la mesh di elementi finiti è ridotto alla determinazione delle componenti di spostamento in un numero finito di nodi.

Gli spostamenti nodali sono collegati al numero di gradi di libertà. Nel caso bidimensionale ci saranno due gradi di libertà ad ogni nodo quindi le componenti dello spostamento saranno u e v rispettivamente per le direzioni x e y.

4.4.1.3 Equazioni degli elementi

Per ciascun materiale costituente l'oggetto di studio va assegnata una legge di comportamento, questo avviene attraverso la definizione delle equazioni degli elementi, le quali essenzialmente devono combinare le condizioni di compatibilità, di equilibrio e le leggi costitutive.

Usando le componenti degli spostamenti, quelle di deformazione possono essere ricavate nel seguente modo:

$$[\varepsilon] = [B] [u]_e$$

Dove [B] è la matrice di sforzo degli elementi mentre $[u]_e$ contiene gli spostamenti nodali per ciascun elemento. Assumendo un comportamento elastico lineare, la legge costitutiva può essere scritta generalmente nella seguente forma:

$$[\sigma] = [C] ([\varepsilon] - [\varepsilon]_i) + [\sigma]_i$$

Dove [C] è la matrice di elasticità, $[\varepsilon]_i$ è la matrice di deformazione inziale, $[\sigma]_i$ è la matrice di tensione inziale.

Applicando il principio dei lavori virtuali si ottiene l'uguaglianza tra il lavoro interno e quello esterno, ossia tra il lavoro interno dovuto al prodotto fra la variazione dello stato tensionale e la deformazione che ne consegue, e il lavoro esterno dovuto al prodotto fra le forze applicate a ciascun elemento e il conseguente spostamento che ne deriva.

$$\int_{V_e} [\varepsilon]_e^T [\sigma]_e \, dV_e = \int_{V_e} [u]_e^T [f]_e^V \, dV_e + \int_{S_e} [u]_e^T [f]_e^S + \sum [u]_i^T [F]_i$$

Dove $[f^v]$ indica la forza peso, $[f^s]$ indica forze di superficie e $[F^i]$ forze puntuali.

Attraverso la determinazione del principio dei lavori virtuali si ottiene per ciascun elemento la formulazione della matrice di rigidezza come segue:

$$[k]_{e} = \int_{V_{e}} [B]_{e}^{T} [C]_{e} [B]_{e} dV_{e}$$

4.4.1.4 Formulazione delle equazioni globali

Il passaggio che segue nella formulazione delle equazioni degli elementi finiti consiste nell'assemblare le singole equazioni di equilibrio di ciascun elemento in un set di equazioni globali:

$$[R] = [K] [u]$$

Dove [K] è la matrice di rigidezza globale, ottenuta sommando le matrici di rigidezza di ciascun elemento:

$$[K] = \sum_{e} \int_{V_e} [B]_e^T [C]_e [B]_e dV_e$$

Mentre il vettore delle forze ai nodi, [R], è dato come:

$$[\mathbf{R}] = [\mathbf{F}]^{\mathbf{V}} + [\mathbf{F}]^{\mathbf{S}} + [\mathbf{F}]^{\sigma_{\mathbf{i}}} + [\mathbf{F}]^{\varepsilon_{\mathbf{i}}} + [\mathbf{F}]_{\mathbf{i}}$$

4.4.1.5 Condizioni al contorno

Il passaggio finale del settaggio iniziale del sistema di equazioni globali consiste nell'applicazione delle condizioni al contorno. Queste si compongono di condizioni di carico e condizioni di spostamento.

Le condizioni di carico costituiscono quell'insieme di forze a cui il modello è soggetto nella fase iniziale. Si vuole infatti ricostruire le condizioni effettive in cui riversa l'oggetto di studio. Inoltre l'inserimento di un carico distribuito al contorno permette di generare gli spostamenti orizzontali. Per far ciò vanno considerate tutte le eventuali forze puntuali o lineari agenti sul contorno. Eventuali condizioni di pressione al contorno, perché siano considerate, vanno espresse come forze nodali equivalenti. Tra le condizioni di carico si deve considerare la forza peso di ciascun elemento e il peso gravante su ogni elemento al fine di poter definire lo stato tensionale che lo caratterizza. Si suppone quindi noto lo stato tensionale al contorno. La combinazione dei carichi considerati deve fare sì che gli spostamenti al contorno siano nulli.

L'imposizione di spostamenti nulli al contorno vuol dire ipotizzare che il limite esterno della mesh realizzata sia sufficientemente lontana dalla perturbazione che si viene a creare da non risentirne gli effetti.

4.4.1.6 Soluzione delle equazioni globali

Una volta definita la matrice di rigidezza e aggiunte le condizioni al contorno, si ottiene un grande sistema di equazioni. Vi sono N equazioni in N incognite, dove N=n·l, con n il

numero di nodi nella mesh e l il numero di incognite per nodo. Ci sono due metodi matematici principali per risolvere il grande sistema di equazioni:

- Metodi diretti, ad esempio l'eliminazione Gaussiana che è quello adottato dal programma RS2;
- Metodi interattivi.

4.5 Descrizione del software Slide

Slide è un software di Rocscience il quale permette di svolgere l'analisi di stabilità globale ad equilibrio limite di un pendio qualsiasi, analizzando lo stesso con i seguenti metodi:

- Metodo di Fellenius;
- Metodo di Bishop;
- Metodo di Janbu semplificato;
- Metodo di Janbu rigoroso.

Il pendio può essere studiato secondo due tipologie di ricerca. Attraverso l'imposizione di una specifica superficie, la quale può avere anche una forma che non sia circolare, ottenendo come risultato il relativo fattore di sicurezza.

In alternativa può essere effettuato il procedimento inverso, ossia richiedendo la ricerca del fattore di sicurezza minore, ottenendo come output dell'analisi la superficie di scorrimento a questo associata.

Nel caso di studio di stabilità, in cui si prevede lo scorrimento di un volume lungo una superficie circolare, bisogna individuare una griglia, definendone il numero di intervalli, il quale di default è di 20x20, consentendo l'individuazione di 441 punti. Quest'ultimi rappresentano i centri di rotazione di una serie di superfici di scivolamento circolari (figura 4.1).



Figura 4.1 Centri delle superfici di scorrimento circolari all'interno della griglia

Slide automaticamente determina i raggi dei cerchi in corrispondenza di ciascun punto della griglia, in base ai limiti imposti per le superfici (Slope Limits) e all'incremento del raggio (Radius Increment). Quest'ultimo, determina il numero di cerchi generato da ogni punto della griglia.

I limiti all'interno della quale possono essere create le superfici sono definiti mediante i Markers, triangolari generati nel momento in cui viene tracciato il contorno esterno del modello (External Boundary).

Tutte le superfici di scorrimento che si sviluppano oltre il bordo esterno (External Boundary) vengono escluse dai risultati, in quanto condizione necessaria per la loro validità è rientrare all'interno dei limiti di scorrimento. Se il punto di inizio o di fine di una superficie di scorrimento non rientra nel Slope Limits questa viene scartata (figura 4.2).





Figura 4.2 Filtro imposto dallo Slope Limits per le superfici individuate (Rocscience)

Se invece si vuole studiare la stabilità di un pendio, per il quale non si prevede lo scorrimento di blocchi lungo superfici circolari, la griglia dei punti rappresentanti i centri delle possibili superfici risulta essere non più applicabile.

In questo caso Slide adotta di default il metodo Block Search, attraverso il quale il volume soggetto a scivolamento viene considerato come composto da tre blocchi: in alto quello attivo seguito da uno centrale ed infine un blocco passivo (figura 4.3). Per poter creare tale superficie questa deve essere tracciata come una polilinea.



Figura 4.3 Blocchi costituenti il volume instabile nel caso di superficie di scorrimento non lineare (Rocscience)

Di seguito si riportano le principali fasi da attuare per lo svolgimento di un'analisi di stabilità mediante Slide²:

- **Project setting**: Settaggio delle condizioni generali del modello. Si imposta la direzione di scorrimento della massa potenzialmente instabile, che nel nostro caso va da destra verso sinistra;
- Analysis Methods: Prima di avviare l'analisi bisogna indicare i metodi da adottare per condurre la ricerca del fattore di sicurezza.;
- **Boundaries**: Il primo contorno che deve essere introdotto per la definizione del modello è quello esterno. A partire da questo possono essere introdotti i contorni che delimitano i diversi materiali costituenti il pendio. A ciascun materiale aggiunto al modello vanno assegnate le rispettive proprietà ossia il peso per unità di volume, il criterio di resistenza adottato, l'angolo di resistenza al taglio, la coesione. Va inoltre indicato se il materiale deve essere considerato saturo o meno. Va infatti tracciata la "**Piezometric line**" per indicare la presenza di acqua all'interno del versante;
- Loading: Inserimento dei carichi presenti sul pendio;
- **Compute**: Avvio del programma a seguito del quale vengono mostrati i risultati dell'analisi.

² Per maggiore chiarezza i nomi dei comandi sono stati riportati in grassetto.

4.6 Descrizione del software RS2

il software RS2 di Rocscience permette di effettuare un'analisi di stabilità ad elementi finiti utilizzando il metodo SSR (Shear Strenght Reduction), il quale consiste semplicemente nel ridurre la resistenza al taglio del materiale fino al raggiungimento dell'instabilità del modello. A seguito di ciò il punto per la quale si ottiene l'instabilità viene assunto come fattore di sicurezza.

Attraverso l'utilizzo di questa procedura si possono ottenere alcuni vantaggi quali:

- Non è necessario definire preliminarmente una superficie di scivolamento o imporre quella per cui si ha fattore di sicurezza minimo, in quanto viene automaticamente individuata attraverso il metodo SSR;
- Tutte le equazioni di equilibrio sono soddisfatte;
- Possono essere calcolati tensioni e spostamenti nella roccia e nella terra;
- Possono essere calcolati tensioni, deformazioni, spostamenti, forze assiali e distribuzioni del momento nei supporti eventualmente inseriti;
- Attraverso il decadimento progressivo dei parametri di resistenza si osserva lo sviluppo in sequenza della superficie di scivolamento che si viene ad instaurare;

Di seguito si illustrano i passaggi necessari per redigere l'analisi di stabilità mediante RS2.

Per la definizione del modello sul quale condurre l'analisi, l'utente ha la possibilità di seguire una tra le seguenti tre procedure:

- Importare il modello redatto con il programma Slide, contenente già gran parte delle informazioni necessarie per lo svolgimento dell'analisi;
- Importare la geometria mediante un file redatto in AutoCAD e salvato in formato DXF;
- Creare il modello da zero direttamente all'interno dell'interfaccia di RS2.

Attraverso la prima procedura si ha la possibilità di eliminare molti dei passaggi che rendono laboriosa l'analisi attraverso metodi numerici. Infatti, una volta importato il modello, automaticamente il programma genera la mesh completa degli elementi finiti contente circa 3000 elementi triangolari a 6 nodi con distribuzione uniforme (figura 4.4). Le condizioni al contorno che vengono applicate automaticamente sono:

- Contorno superiore libero di muoversi in direzione x e y;
- Spostamento impedito in direzione x e y ai lati e alla superficie inferiore.



Figura 4.4 Generazione della mesh e individuazione delle condizioni al contro

I materiali vengono assegnati come nella configurazione adottata nel modello elaborato in Slide. Vanno però aggiunte ulteriori informazioni rispetto a quanto fatto per l'analisi attraverso il metodo dell'equilibrio limite. Occorre introdurre per ogni materiale una legge costitutiva. Oltre all'indicazione del criterio di resistenza, bisogna indicare il modulo elastico e il coefficiente di Poisson.

Potrebbe essere necessario inserire dei giunti all'interno del modello, rappresentanti o delle discontinuità in roccia, oppure, nel caso di presenza di elementi strutturali (ad esempio muri di sostegno), permettono di considerare il relativo angolo di attrito.

Per l'inserimento del giunto bisogna indicare il legame con il contorno esterno della mesh al fine di poter ottenere una corretta discretizzazione, va quindi indicato se il giunto presenta le due estremità lungo il bordo esterno o se una di queste termina all'interno della mesh. Questo è infatti il caso di giunti di roccia in cui in funzione della caratteristica di persistenza può non percorrere interamente lo stato intercettato. Nel caso di un muro di sostegno il giunto presenta entrambe le estremità lungo il contorno esterno della mesh.

Per quanto riguarda le condizioni idriche del sito la linea piezometrica tracciata nel modello di Slide viene automaticamente importata in RS2.

Di default, ad ogni elemento finito viene assegnato uno stato tensionale iniziale e un peso proprio. La tensione verticale iniziale è stimata come il peso proprio dell'elemento più quello gravante su di esso. Lo sforzo iniziale orizzontale è uguale alla tensione verticale (stato di sollecitazione idrostatica). A seguito di tali condizioni il materiale costituente il pendio inizierà a deformarsi per raggiungere un nuovo stato di equilibrio. In generale si

osserverà una deformazione orizzontale che comporterà il distacco di materiale dalla superficie di scivolamento.

La distribuzione verticale finale delle sollecitazioni all'interno del modello sarà una distribuzione di sforzo gravitazionale mentre lo sforzo orizzontale sarà dovuto ad alcuni scarichi e ridistribuzione delle tensioni dovuti all'effetto di Poisson (Rocscience).

La tensione orizzontale gioca un ruolo importante in un'analisi di stabilità. Generalmente si hanno poche informazioni inerenti alla distribuzione delle tensioni orizzontali nel terreno o in roccia. L'assunzione che il materiale inizialmente sia soggetto ad uno stato tensionale di tipo idrostatico può essere considerata ragionevolmente corretta. Infatti più esempi di verifica effettuati con tale ipotesi restituiscono un risultato in accordo a quello ottenuto con un'analisi ad equilibrio limite (Rocscience). Qual ora lo stato inziale tensionale fosse noto, questo può essere adottato per la realizzazione del modello.

Una volta terminata la fase di inserimento dati è sufficiente attivare l'opzione **Compute** in menù per avviare l'analisi, al termine della quale, selezionando l'opzione **Interpret** è possibile visualizzare i risultati.

4.7 Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento attraverso il metodo dell'equilibrio limite

4.7.1 Informazioni preliminari per l'ottenimento del modello

Si procede adesso con l'analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento mediante metodo dell'equilibrio limite attraverso lo studio delle sezioni A-A' (figura 3.2), B-B' (figura 3.3), C1-C1' (figura 3.4), nella configurazione attuale, ossia non considerando la realizzazione degli interventi di stabilizzazione. Le analisi sono state eseguite in condizioni statiche facendo riferimento ai parametri caratteristici.

In tabella 4.1 si riportano i parametri di ingresso che sono stati adottati per i calcoli.

Terreno	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	arphi'p [°]
R	20	0	32,5
SL	20	46	29
AGG	20,5	45	28,5
AG	20,5	78	24
А	20	10	24
CL	21	0	34
CLR	21	500	35

Tabella 4.1 Parametri assegnati ai materiali per la modellazione con Slide 0.1

Nell'elaborazione del modello inoltre, non si è tenuto conto della presenza dei pali radice in quanto, ad eccezione di quelli disposti lungo la parete perimetrale Nord, non si hanno informazioni riguardanti numero e profondità di estensione.

La Cattedrale è stata considerata come un sovraccarico con distribuzione costante, verticale pari a 20 kN/m².

Dalla figura 3.3, riferita alla sezione B-B', si osserva che il terreno di riporto su cui si fonda la Cattedrale presenta una superficie verticale sul lato Nord. Si è quindi ricercata l'effettiva

configurazione per tale zona, in quanto risulta impossibile per lo stato privo di coesione di autosostenersi. Da un esame più approfondito delle sezioni in possesso e delle foto effettuate in sito (figura 4.5), emerge che il tratto verticale sia in realtà costituito dalla parete su cui si fonda la Cattedrale, il quale è stato considerato, nel corso della modellazione, mediante l'introduzione di un muro di sostegno, a cui è stata attribuita resistenza infinita nel caso di analisi con il metodo dell'equilibrio limite mediante Slide. Il non inserimento di questo infatti avrebbe influenzato notevolmente il risultato in quanto la superficie critica si sarebbe localizzata in tale zona.



Figura 4.5 Foto raffigurante il lato Nord della Cattedrale

Per quanto riguarda la sezione C1-C1' (figura 3.4) è stato introdotto un muro di sostegno non solo sul lato Nord ma anche a Sud, in quanto la sezione intercetta un punto in cui si osserva lo strato di terreno di riporto delimitato da una parete verticale. L'inserimento del muro sul lato Sud è effettivamente giustificato dalla presenza della parete che separa la Cattedrale dalla sottostante strada di via Duomo.

4.7.2 Risultati ottenuti mediante Slide

La prima sezione studiata è la A-A'(figura 3.2) per la quale è stata condotta un'analisi senza l'assegnazione di una specifica superficie di rottura, al fine di ottenere quella a cui corrisponde il minore fattore di sicurezza. Tale ricerca ha prodotto come risultato superfici con fattore di sicurezza minore di 1 disposte lungo il pendio, in corrispondenza dell'affioramento di terreno di riporto (figura 4.6). Naturalmente, tali valori non possono essere accettati come idonei, in quanto fattori di sicurezza inferiori all'unità implicherebbero l'instabilità del volume. Ciò nonostante, in zone molto ristrette, tale

situazione appare giustificata dall'elevata acclività e dall'assenza di coesione di tale strato. In tabella 4.2 vengono riportati i fattori di sicurezza minimi ottenuti con i diversi metodi di analisi.



Figura 4.6 Individuazione della superficie con fattore di sicurezza minore per la sezione A-A'

Tabella 4.2 Fattori di sicurezza minim
--

Metodo	Fs
Bishop	0,541
Janbu semplificato	0,540
Janbu corretto	0,541

A seguito di tale esito, si è voluto ristringere il campo di ricerca al fine di poter ottenere l'individuazione di superfici con un fattore di sicurezza plausibile. Si è imposta l'analisi all'interno di un intervallo, con valore minimo superiore ad 1 ed un massimo, modificato

di volta in volta alla ricerca di superfici di scorrimento prossime a quella individuata in Valore $(2013)^3$.

In figura 4.7 si osserva che le superfici con fattore di sicurezza minore si riscontrano nuovamente nel tratto di terreno di riporto, andando però in questo caso, a coinvolgere un volume maggiore rispetto a quanto visto in figura 4.6. Il fattore di sicurezza per le superfici ricadenti in tale zona risulta essere compreso tra 1,2 e 1,6 per tutti i metodi considerati.



Figura 4.7 Individuazione della superficie con fattore di sicurezza minore per la sezione A-A'

Si è voluto verificare lo scenario in cui la superficie fosse imposta andando a considerare quella individuata in Valore (2013) e riportata in figura 3.34. Sono state tracciate più superfici circolari che meglio approssimano quella ricercata. La superficie, coinvolgente un volume maggiore, restituisce un fattore di sicurezza pari a 1,84. Le restanti, individuate nell'intorno, presentano un fattore di sicurezza compreso tra 1,74 e 1,82 (figura 4.8).

³ Uno degli scopi perseguiti attraverso l'analisi mediante metodo dell'equilibrio limite è l'ottenimento di un riscontro tra la superfice di scorrimento così ottenuta e quella individuata in Valore (2013).



Capitolo 4 - Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.8 Ricerca delle superfici circolari che meglio approssimano la superficie individuata dal professore Valore per la sezione A-A'

Infine per la sezione A-A' è a stata avviata un'ulteriore ricerca, andando ad a considerare la possibilità di scorrimento del volume lungo una superficie non circolare. Infatti, dalla figura 3.34 emerge che, la superficie individuata in Valore (2013), è costituita da un primo tratto rettilineo, che ne permette il raccordo con la fenditura osservabile in superficie, per poi proseguire andando a tagliare gli strati di terreno CL e SL e terminando lungo la superficie di contatto tra lo stato AGG e il sottostante CLR.



Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.9 Superficie di scorrimento non circolare per la sezione A-A'

In quest'ultimo caso (figura 4.9) si determina un fattore di sicurezza pari a 2,04, valore che risulta prossimo a quello indicato in Valore (2013) per la stessa superficie paria 1,97⁴.

Le medesime analisi sono state condotte per le sezioni B-B' (figura 3.3) e C1-C1' (figura 3.4). In figura 4.10 vengono riportati i risultati relativi alla sezione B-B' con l'indicazione di tutte le superfici di scorrimento rilevate. Si ottiene nuovamente un fattore di sicurezza minore di 1 nel tratto di terreno di riporto lungo il pendio.

⁴ Fattore di sicurezza riferito alla superficie individuata in Valore (2013) nel caso in cui l'analisi venisse condotta considerando l'angolo di resistenza al taglio di picco e presenza di coesione.



Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.10 Individuazione della superficie con fattore di sicurezza minore per la sezione B-B'



Figura 4.11 Sezione B-B'. Superfici di scivolamento con fattore di sicurezza compreso tra 1.1 e 2

Le superfici di scorrimento, per cui il fattore di sicurezza è intorno a 1,5, isolano un volume che si sviluppa lungo la superficie di contatto tra lo strato di terreno AGG e quello AG, delimitato inferiormente dalla superficie di contatto tra lo stato AGG e CLR. Tale aspetto emerge maggiormente in figura 4.11, dove la ricerca è stata ristretta per un fattore di sicurezza compreso tra 1,1 e 2. Tra queste, quella che meglio approssima quella individuata da Valore (2013)⁵, restituisce un fattore di sicurezza di 1,46 a fronte di 1,24 da lui ottenuto (figura 4.12).

⁵ La superficie a cui si fa riferimento, riportata in Valore (2013) è definita per la sezione B-B', nel caso in cui si considerasse, per ciascun materiale, l'angolo di resistenza al taglio di picco e presenza di coesione.



Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.12 Sezione B-B'. Fattore di sicurezza ottenuto per la superficie imposta

Per quanto riguarda la sezione C1-C1' la figura 4.13 mostra i risultati dell'analisi condotta con Slide, nello specifico vengono raffigurate tutte le superfici di scorrimento ottenute. Si osserva che la zona più critica sia costituita dal terreno di riporto lungo il pendio.



Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

C1'

La superficie di scorrimento che più si avvicina a quella individuata da Valore (2013) restituisce un fattore di sicurezza pari a 1,53 (figura 4.14), risultato prossimo a quello da lui ottenuto pari a 1,55⁶.

⁶ Fattore di sicurezza riferito alla superficie di scorrimento ottenuta in Valore (2013) considerando per ciascun materiale intercettato dalla sezione C1-C1', angolo di resistenza al taglio di picco e presenza di coesione.



Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.14 Sezione C1-C1'. Fattore di sicurezza ottenuto per la superficie imposta

Da quanto osservato per le tre sezioni emerge che, l'aver inserito come dati di ingresso parametri che si discostano leggermente da quelli previsti da Valore (2013), non influenza i risultati in quanto si ricavano comunque per tutte e tre le configurazioni esaminate, fattori di sicurezza prossimi a quelli da lui ottenuti.

In tutte le sezioni risulta che la zona più critica sia lo strato di riporto lungo il pendio. Avendo per questo determinato un fattore di sicurezza inferiore all'unità, si potrebbe pensare che in realtà sia dotato di una coesione che ne permetta una maggiore stabilità.

4.8 Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento attraverso il metodo degli elementi finiti

4.8.1 Informazioni preliminari per l'ottenimento del modello

Le tre sezione precedentemente studiate mediante metodo dell'equilibrio limite vengono ora analizzate attraverso il metodo degli elementi finiti, di conseguenza sono state introdotte informazioni aggiuntive al modello precedentemente elaborato.

Il modello di comportamento scelto per la sabbia limosa SL, e per le argille AG ed AGG è di tipo elasto-plastico, definito dal criterio di plasticizzazione di Mohr-Coulomb con valori diversi dei parametri di resistenza di picco e residui. Per gli strati di argilla di base, di calcarenite CLR, e calcarenite CL è stata assunta una legge di comportamento di tipo elastico idealmente plastico, con la conseguente uguaglianza dei parametri di resistenza di picco con quelli residui. Per la definizione del modulo elastico, poiché in Valore (2013) non ne viene assegnato un valore definito ma un intervallo di variazione si è ricorso alla consultazione di dati in letteratura. Nello specifico si sono confrontati i parametri utilizzati da Cotecchia (2000) per la realizzazione del modello con il metodo degli elementi distinti per il problema di stabilità nella Valle dei Templi. Di seguito si riportano i parametri inseriti per ciascun materiale nell'analisi.

Terreno di riporto, R

Peso di volume (γ): 20 kN/m³ Angolo di attrito (φ): 32,5 ° Coesione (c): 0 kPa Resistenza a trazione (σ_t): 0 kPa Modulo di Poisson (υ): 0,2 Modulo elastico (Ed): 10 MPa

Sabbia limosa, SL

Peso di volume (γ): 20 kN/m³ Angolo di attrito di picco (φ'_{p}): 29° Angolo di attrito residuo (φ'_{r}): 26,6 ° Coesione di picco (c_{p}): 46 kPa Coesione residua (c_{r}):0 kPa Resistenza a trazione (σ_{t}): 0 kPa Modulo di Poisson (υ): 0,25 Modulo elastico (Ed): 10 MPa

Calcarenite, CL

Peso di volume (γ): 21 kN/m³ Angolo di attrito (φ): 34 ° Coesione (c): 0 kPa Resistenza a trazione (σ_t): 0 kPa Modulo di Poisson (υ): 0,25 Modulo elastico (Ed): 500 MPa

Argilla, AGG

Peso di volume (γ): 20,5 kN/m³ Angolo di attrito di picco (φ'_{p}): 28,5 ° Angolo di attrito residuo (φ'_{r}): 14 ° Coesione di picco (c_{p}): 45 kPa Coesione residua (c_{r}): 0 kPa Resistenza a trazione (σ_{t}): 0 kPa Modulo di Poisson (υ): 0,2 Modulo elastico (Ed): 20 MPa

Argilla, AG

Peso di volume (γ): 20,5 kN/m³ Angolo di attrito di picco (φ'_{p}): 24 ° Angolo di attrito residuo (φ'_{r}): 24 ° Coesione di picco (c_p): 78 kPa Coesione residua (c_r):0 kPa Resistenza a trazione (σ_{t}): 0 kPa Modulo di Poisson (υ): 0,2 Modulo elastico (Ed): 50 MPa

Calcarente, CLR

Peso di volume (γ): 21 kN/m³ Angolo di attrito (φ): 35° Coesione (c): 500 kPa Resistenza a trazione (σ_t): 0 kPa Modulo di Poisson (υ): 0,25 Modulo elastico (E_d): 500 MPa

Argilla, A

Peso di volume (γ): 20 kN/m³ Angolo di attrito (φ): 24° Coesione (c): 10 kPa Resistenza a trazione (σ_t): 0 kPa Modulo di Poisson (υ): 0,2 Modulo elastico (Ed): 50 MPa

Per quanto riguarda il muro, a questo è stato assegnato il comportamento deformativo del calcestruzzo utilizzando i seguenti parametri:

Calcestruzzo

Peso di volume (γ): 24 kN/m³ Angolo di attrito (φ): 35° Coesione (c):6,5 kPa Resistenza a trazione (σ_t): 2400 kPa Modulo di Poisson (υ): 0,2 Modulo elastico (Ed): 33300 MPa

Inoltre si è previsto l'inserimento di un giunto all'interfaccia muro-terreno a cui è stato attribuito un angolo d'attrito pari a 2/3 φ '_p dello strato a contatto, ottenendo quindi δ =22°.

Un ulteriore giunto è stato inserito al fine di simulare la fenditura che taglia la Cattedrale lungo la navata Nord. Infatti la presenza di questa è stata testimoniata nel momento in cui furono realizzati i lavori di sottofondazione da parte della Fondedile (Valore, 2013). Avendo una profondità compresa tra i 6 e 7 m, attraversa lo stato di terreno di riporto R e nel caso delle sezioni B-B' e A-A' intercetta anche lo strato di calcarenite CL. In questi ultimi due casi il giunto è stato scomposto in due al fine di poter assegnare come angolo di resistenza al taglio quello dello strato che intercetta.

4.8.2 Risultati ottenuti mediante RS2

La prima sezione che è stata studiata è la B-B' (figura 3.3). Al termine dell'analisi SSR, di default, appare il modello a cui corrisponde il fattore di riduzione critico (SRF, strenght reduction factor), ossia quello per cui a seguito del decremento delle caratteristiche di resistenza nei materiali, si genera la frattura, che nel caso della sezione B-B' è pari a 1,2. (figura 4.15). Il primo risultato che appare è la distribuzione della massima deformazione di taglio, in quanto ci permette di individuare con chiarezza dove si viene a generare la superficie di scivolamento.



Capitolo 4 - Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.15 Sezione B-B' Risultato dell'analisi SSR

Il meccanismo di rottura ottenuto attraverso l'analisi numerica risulta essere analogo a quello individuato da Valore (2013), infatti si osserva in entrambi i casi un cinematismo che prevede lo scivolamento rotazionale del blocco instabile. La corrispondenza dei risultati inoltre è accentuata dall'effettiva coincidenza del fattore di sicurezza il quale in Valore (2013) è pari a 1,24 (figura 3.35). Ciò nonostante si riscontrano alcune differenze. In figura 4.15 si osserva che il cinematismo previsto è dato dallo scorrimento del volume instabile lungo le superfici di contatto tra gli strati adiacenti. Nell'analisi di Valore (2013) invece si evidenziava una frattura nello strato di terreno AGG, comportando lo scivolamento di un volume più ridotto. Tale differenza potrebbe essere dovuta alla mancata considerazione del sistema di sottofondazione di pali radice nell'analisi numerica. Le sezioni in nostro possesso mostrano la presenza di questi in corrispondenza del passaggio fra lo strato AGG e quello adiacente AG. Si potrebbe ipotizzare che il contributo indotto dai pali radice abbia limitato l'espansione della superficie di rottura generando un meccanismo differente da quello ottenuto mediante metodo numerico.

Un altro risultato interessante derivante dall'analisi è la determinazione degli spostamenti totali. Per un SRF pari a 1,2 il massimo spostamento totale, di 18,4 m, e si ottiene in corrispondenza del terreno di fondazione della parete Nord della Cattedrale (figura 4.16).



Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.16 Sezione B-B' risultati dell'analisi SSR, spostamenti totali nel caso di SRF critico pari a 1,2

Per un SRF pari a 2 si osserva l'espansione dell'area coinvolta nel movimento, comprendendone così anche il piede del versante (figura 4.17). In questo caso il massimo spostamento lo si ha a metà altezza del pendio.



Capitolo 4 - Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.17 Sezione B-B' risultati dell'analisi SSR, spostamenti totali nel caso di SRF pari a 2

Il programma permette anche di animare il modello, ossia vedere in sequenza la forma che il contorno della mesh acquisisce man mano che le caratteristiche di resistenza dei materiali diminuiscono (figura 4.18).



Figura 4.18 Sezione B-B' risultati dell'analisi SSR con progressivo riduzione delle caratteristiche di resistenza nei materiali

La seconda sezione che è stata esaminata è la C1-C1'(figura 3.4). In questo caso il programma raggiunge la non convergenza già per un SRF pari a 1,11 (figura 4.19). Aver ottenuto un valore, per la sezione C1-C1', prossimo all'unità implicherebbe che sia sufficiente ridurre di poco le caratteristiche di resistenza perché si manifesti l'instabilità del pendio.



Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.19 Sezione C1-C1' Risultato dell'analisi SSR

Dall'osservazione del modello in cui viene riportato l'andamento della massima deformazione di taglio, il volume soggetto ad instabilità risulta essere analogo a quello ipotizzato da Valore (2013) (figura 3.36) nonostante la differenza di fattore di sicurezza ottenuto. Si osserva che il meccanismo di rottura comunque non si propaga nello strato CL, situazione spiegabile dall'elevata rigidità di questo, il quale presenta un modulo elastico di 500 MPa.

Lo spostamento massimo calcolato per la configurazione con cui si raggiunge instabilità è di 13,3 m, ottenuto per il tratto di terreno di riporto lungo il pendio (figura 4.20). La deformata mostra un cedimento della parte sommitale su cui insiste la Cattedrale, il quale causa il collasso del volume lungo il pendio (figura 4.21).


Capitolo 4 - Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.20 Sezione C1-C1' indicazione del massimo spostamento



Figura 4.21 Sezione C1-C1'. Deformata del pendio a seguito del collasso

Capitolo 4 - Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Anche nel caso della sezione A-A' si ottiene un valore di SRF prossimo all'unità, ma mentre per la sezione C1-C1' si osserva immediatamente l'insorgenza dell'instabilità per un volume molto esteso, per la sezione A-A' il blocco instabile risulta essere localizzato nel solo strato di terreno riporto lungo il pendio (figura 4.22). Gli spostamenti di tale configurazione risultano essere ridotti. Si registra solo per una piccola porzione del volume uno spostamento massimo di 0,65m (figura 4.23).



Figura 4.22 Sezione A-A' Risultato dell'analisi SSR



Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.23 Sezione A-A' Risultato dell'analisi SSR. Spostamenti totali

Poiché in Valore (2013) il fattore di sicurezza relativo a tale sezione è pari 1,97, si vuole effettuare un confronto tra la superficie di rottura corrispondente a quest'ultimo e il modello ottenuto con il metodo numerico per il medesimo fattore di sicurezza. Per SRF 2 (figura 4.24) si osserva un'estensione del volume instabile il quale assume forma analoga alla superficie ricercata, ma non comprende lo strato calcarenitico.



Capitolo 4 - Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Figura 4.24 Sezione A-A' risultati dell'analisi SSR, spostamenti totali nel caso di SRF pari a 2

4.9 Commento ai risultati

A seguito dell'analisi del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento, eseguita sia con il metodo dell'equilibrio limite che con quello numerico FEM, è stato possibile attuare un confronto dei risultati al fine di evidenziare i puti di forza e di debolezza di entrambe le procedure.

Una prima differenza fra i risultati ottenuti la si riscontra nella superficie di scorrimento determinata per la sezione A-A'. Nel caso di analisi mediante metodo dell'equilibrio limite, imponendo la ricerca di una superficie a cui corrispondesse un fattore di sicurezza pari a 2, si generava un meccanismo di rotazione traslazionale coinvolgente anche lo strato calcarenitico CL (figura 4.8). Ripetendo l'analisi con il metodo numerico si è ottenuto una corrispondenza del fattore di sicurezza ma, la superficie ad esso associata risulta essere differente da quella rilevata mediante metodo dell'equilibrio limite in quanto non si propaga lungo lo strato di calcarenite CL (figura 4.24). Quest'ultimo aspetto probabilmente è dovuto dall'elevata rigidezza attribuita a tale strato nel modello elaborato con il metodo numerico, di conseguenza non si genera la rottura in esso.

Con il metodo dell'equilibrio limite, invece il volume instabile viene considerato rigido e quindi non se ne considerano le caratteristiche di deformabilità.

Son state esaminate anche le sezioni B-B' e C1-C1'. Per la sezione B-B', lo studio effettuato in prima battuta con il metodo dell'equilibrio limite (figura 4.12), andando ad imporre la superficie di rottura evidenziata da Valore (2013), risulta confermato dall'analisi

numerica la quale restituisce un meccanismo di rottura analogo, a cui è associato un fattore di sicurezza pari a 1,2 (figura 4.15).

Per la sezione C1-C1' il metodo numerico individua una condizione di instabilità per un fattore di sicurezza di 1,11 (figura 4.19), mentre per la medesima superficie con il metodo dell'equilibrio limite si ottiene un fattore di sicurezza paria 1,5 (figura 4.14). La non coincidenza dei risultati potrebbe essere causata dal limitato numero di condizioni considerate attraverso il metodo dell'equilibrio limite, l'introduzione delle caratteristiche di deformabilità potrebbe aver provocato l'innesco dell'instabilità per un fattore di sicurezza minore. Valore (2013) avendo condotto un'analisi mediante metodo dell'equilibrio limite, ottiene un fattore di sicurezza analogo a quello ottenuto con Slide. Va comunque evidenziata la coincidenza del volume soggetto ad instabilità per entrambe le analisi.

Il metodo dell'equilibrio limite permette di svolgere un'analisi speditiva e di ottenere il risultato ricercato in breve tempo, ricavando la definizione del fattore di sicurezza semplicemente come rapporto fra forze resistenti ed instabilizzanti. Il fattore di sicurezza ottenuto risulta essere relativo ad una specifica superficie imposta a priori. Quest'ultimo aspetto non comporta problemi nei casi in cui si ha la conoscenza effettiva del volume soggetto ad instabilità, confermata ad esempio da misure effettuate sul luogo o dall'attuazione di campagne di monitoraggio che ne prevedono l'osservazione degli spostamenti. Un ulteriore aspetto limitante del metodo dell'equilibrio limite risiede nella ridotta quantità di dati forniti come output. L'applicazione di quest'ultimo restituisce come risultato dell'analisi esclusivamente le possibili superfici di scorrimento, individuate come input, a cui è associato il fattore di sicurezza. Non si ottiene quindi né l'effettivo meccanismo deformativo che si genera, né il calcolo degli spostamenti.

Da questo breve commento emergono chiaramente i vantaggi dati dall'applicazione del metodo numerico, il quale permette di ottenere non solo il fattore di sicurezza ma anche deformazioni e spostamenti associati allo specifico cinematismo, dando la possibilità all'utente di comprendere interamente il meccanismo che si viene ad innescare.

A seguito di un quadro così completo che si viene a costituire, l'utente ha a disposizione tutte le informazioni utili al fine di individuare in modo mirato l'intervento più opportuno. Naturalmente va considerato che, l'elevata quantità di dati che vengono restituiti al termine dell'analisi, impongono un attento studio sull'effettiva attendibilità da parte dell'utente.

I dati in ingresso, infatti, influenzano notevolmente il risultato finale e la necessità di dover inserire maggiori informazioni per ciascun materiale, rispetto al caso in cui venga applicato un metodo dell'equilibrio limite, potrebbe indurre in errore. Inoltre anche la realizzazione del modello può comportare dei disturbi al risultato finale.

In definitiva si evidenza chiaramente la potenza dell'analisi attraverso metodi numerici e i vantaggi che ne derivano, soprattutto nei casi in cui il meccanismo appare complesso e di difficile interpretazione, in quanto permette di comprendere con chiarezza il fenomeno in atto. Va comunque sottolineato che nei casi in cui si vuole un'immediatezza dei risultati l'analisi mediante metodo dell'equilibrio limite permette di ottenere risultati corretti con una buona approssimazione. Capitolo 4 – Analisi di stabilità del pendio di fondazione della Cattedrale di Agrigento

Capitolo 5

Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto

5.1 Premesse

Nel seguente Capitolo si vogliono simulare le varie fasi che costituiranno l'intervento di stabilizzazione del pendio di fondazione del Duomo di Agrigento, al fine di verificarne l'efficienza attraverso l'osservazione del fattore di sicurezza. L'analisi verrà attuata mediante il metodo degli elementi finiti per la sezione C1-C1'(figura 5.1), in quanto dalle verifiche effettuate nel Capitolo 4, risulta essere quella con un fattore di sicurezza inferiore.

Le opere verranno inserite secondo l'ordine indicato in Valore 2013, nello specifico si prevede la scomposizione dei lavori in sei fasi consecutive, i cui interventi previsti sono i seguenti:

- Fase 1: Inserimento della fascia A, collocata in cima al pendio e circondante il Duomo sui lati Nord, Ovest e per un piccolo tratto il lato Sud su via Duomo. Questa è costituita da micropali collegati in sommità da un solettone e disposti secondo gruppi da cinque, dei quali i due all'estremità inclinati. L'intervallo tra un gruppo e l'altro è di 2,5 m. I micropali hanno lunghezza tale da potersi immorsare allo strato di calcarenite CLR;
- Fase 2: Inserimento della fascia B, costituita da gruppi di quattro micropali dei quali i due all'estremità inclinati. Questi presentano in sommità un piccolo muro di sostegno di altezza 3,8 m, tirantato;
- Fase 3: Inserimento della fascia E, ossia l'ultima appartenente alle opere di consolidazione del pendio previste, posta in prossimità del termine dello strato di argilla AGG. Tale fascia è costituita da gruppi di tre pali di piccolo diametro (400mm), con interasse longitudinale di 4 m. Questi presentano un'armatura in acciaio costituita da profilati HBE 300x300 mm. Tali opere presentano in sommità un muro di sostegno alto 3 m, tirantato;
- Fase 4: Inserimento della fascia D, realizzata analogamente alla fascia E;
- Fase 5: Inserimento della fascia C, analoga alla D e E;
- Fase 6: Inserimento delle opere di sottofondazione, composte da micropali inclinati, dotati di armatura valvolata, posti in corrispondenza della muratura perimetrale e



delle colonne appartenenti alla navata centrale, nello specifico si prevedono otto micropali per ciascuna colonna.

Figura 5.1 Sezione C1-C1' con indicazione degli interventi di stabilizzazione previsti (Modificato da Valore, 2013)

Nell'elaborazione del modello non verranno inserite le barre in vetroresina collocate nella parte di calcarenite affiorante lungo il pendio, in quanto queste hanno il solo scopo di cucitura delle piccole discontinuità affioranti ma non generano un elevato contributo alla stabilità globale.

5.2 Utilizzo del software RS2 per l'inserimento degli interventi di stabilizzazione

Per poter simulare gli interventi previsti attraverso il programma RS2, sono stati introdotti nel modello precedentemente elaborato e verificato all'interno del Capitolo 4, tre tipologie di elementi strutturali (micropali, pali di piccolo diametro, tiranti), utilizzando opzioni di inserimento differenti legate alle specifiche caratteristiche.

Per quanto riguarda la modellazione del solettone (presente nella fascia A) e dei muri di sostegno (appartenenti alle fasce B, C, D, E), a seguito della definizione del loro contorno, sono state attribuite alle aree così ottenute le proprietà del calcestruzzo, così come era stato fatto nel Capitolo 4 per simulare i muri di sostegno delimitanti lo strato di terreno di riporto su cui si fonda la Cattedrale.

Capitolo 5 - Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto

I micropali, appartenenti alle fasce A e B, introdotti sia nella fase 1 che nella fase 2, sono stati inseriti attraverso l'opzione "Add Structural", la quale permette di considerarli con una composizione a "sandwich", ossia come un elemento lineare posto tra due giunti (figura 5.2). Attraverso tale struttura è possibile inserire l'angolo di attrito presente tra i micropali ed il terreno. Poiché ciascun elemento attraversa strati di terreno differenti, si è deciso di intervallarlo al fine di poter considerare il corretto angolo d'attrito elemento-terreno.



Figura 5.2 Configurazione elemento strutturale (Fiori, 2016)

Per ciascuno di essi va indicata l'interazione con il contorno esterno, nello specifico, per i micropali, entrambe le estremità sono state considerate chiuse in quanto sormontati da un muro di sostegno, o nel caso della fascia A, da un solettone. Di conseguenza non sono a diretto contatto con il bordo esterno. I micropali sono stati introdotti come "Standard Beam". I parametri che li caratterizzano sono:

Micropali

Modulo elastico (E): 33300 MPa Modulo i Poisson (v): 0,2 Spessore dell'elemento: 127 mm

I pali di piccolo diametro, appartenenti alle fasce C, D, E, sono stati inseriti sempre attraverso l'opzione "Add Structural" ma in questo caso si è considerata l'armatura, inserendone le caratteristiche come segue:

Armatura in profilati HBE 300x300

Spaziatura (s): 0,6 m Spessore di base (sb): 0,3 m Area (A): 0,01491 m² Momento d'inerzia (J_x): 0,0002517 m⁴ Modulo elastico (Ed): 200000 MPa Modulo di Poisson (υ): 0,25 Tensione di snervamento (f_{yk}): 400 MPa Tensione a rottura (f_{tk}): 400 MPa Capitolo 5 – Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto

Calcestruzzo:

Spessore (d): 0,4 m Modulo elastico (Ed): 30000 MPa Modulo di Poisson (v): 0,2 Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd}): 18,81 MPa Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd}): 2,4 MPa

Per l'inserimento dei tiranti è stata utilizzata l'opzione "Add Bolt", attribuendogli le seguenti proprietà:

Tirante

Diametro (d): 19 mm Forza di pre-tensionamento (Ti): 300 kN Modulo elastico (Ed): 200000 MPa Capacità residua (Cr): 0 kN

5.3 Fase 1

A seguito dell'inserimento delle opere costituenti la fascia A (figura 5.3) è stata avviata l'analisi con il metodo SSR, per la determinazione del nuovo fattore di sicurezza, ottenendo il risultato in figura 5.4.



Figura 5.3 Inserimento degli interventi previsti nella fase 1 per la sezione C1-C1'



Capitolo 5 - Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto

Figura 5.4 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nella fase 1 per la sezione C1-C1'

Si osserva un immediato cambiamento del volume soggetto ad instabilità rispetto alla configurazione di partenza, ossia lo stato privo di interventi studiato all'interno del Capitolo 4. La superficie di scivolamento si colloca oltre le opere previste, andando ad isolare un volume ridotto. Il fattore di sicurezza derivante da questo intervento risulta essere molto basso (pari a 1,01) mettendo in evidenza la criticità di tale fase.

5.4 Fase 2

Il modello riproducente le fasi di avanzamento dei lavori in figura 5.5, mostra l'inserimento degli interventi appartenenti alla fascia B. Il fattore di sicurezza ottenuto per la nuova configurazione subisce un lieve incremento rispetto alla fase 1, raggiungendo un valore di 1,04 (figura 5.6). Nuovamente il volume soggetto ad instabilità si colloca oltre le nuove opere previste. La superficie di rottura generatasi attraversa lo strato di argilla AGG e si pone all'interfaccia della superficie di contatto del sottostante strato di calcarenite CLR.

Capitolo 5 – Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto



Figura 5.5 Inserimento degli interventi previsti nella fase 2 per la sezione C1-C1'



Figura 5.6 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nella fase 2 per la sezione C1-C1'

5.5 Fase 3

In questo stadio di avanzamento dei lavori, si osserva una variazione nell'inserimento delle opere di stabilizzazione che coinvolgono il pendio in tutta la sua altezza. In tale fase, infatti, vengono introdotti pali di piccolo diametro a partire dalla fascia E, posta ai piedi dell'area interessata dall'intervento (figura 5.7). Il nuovo ordine genera un cambiamento positivo riguardo al volume coinvolto da instabilità, deducibile dalla figura 5.8; in cui si osserva che non si ha più l'isolamento netto di un blocco generato dall'insorgenza di una superficie di rottura, ma si hanno fenomeni di instabilità solo in piccole zone circoscritte poste in prossimità degli interventi inseriti. Questi, infatti, generano comunque una perturbazione all'interno del modello in equilibrio. Va, inoltre evidenziata l'elevata acclività del pendio, la quale rende plausibile lo scivolamento di blocchi di terreno privi di coesione. Tale fase genera un incremento del fattore di sicurezza adesso pari a 1,12.



Figura 5.7 Inserimento degli interventi previsti nella fase 3 per la sezione C1-C1'



Capitolo 5 – Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto

Figura 5.8 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nella fase 3 per la sezione C1-C1'

5.6 Fase 4

Si procede secondo l'ordine dei lavori attuato nella fase 3, ossia inserendo gli interventi di stabilizzazione appartenenti alla fascia D, percorrendo il pendio dal basso verso l'alto (figura 5.9). Il risultato generato dall'analisi di tale fase mostra un incremento del fattore di sicurezza adesso pari a 1,26 (figura 5.10).





Figura 5.9 Inserimento degli interventi previsti nella fase 4 per la sezione C1-C1'



Figura 5.10 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nella fase 4 per la sezione C1-C1'

Capitolo 5 – Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto

5.7 Fase 5

In tale stadio si ha l'ultimazione degli interventi di stabilizzazione previsti lungo il pendio, a seguito dell'introduzione dei pali di piccolo diametro appartenenti alla fascia C (figura 5.11). Tale intervento produce un incremento del fattore di sicurezza adesso pari a 1,36 (figura 5.12).



Figura 5.11 Inserimento degli interventi previsti nella fase 5 per la sezione C1-C1'



Capitolo 5 – Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto

Figura 5.12 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nella fase 5 per la sezione C1-C1'

5.8 Fase 6

La fase 6 conclude l'insieme degli interventi di stabilizzazione previsti attraverso l'introduzione dei micropali al di sotto delle mura perimetrali e delle colonne della Cattedrale (figura 5.13). Tale soluzione induce un ulteriore incremento del fattore di sicurezza adesso pari a 1,42 (figura 5.14). Sempre in figura 5.14 si osserva come il cinematismo, causato dal decadimento delle caratteristiche di resistenza dei materiali, indotto attraverso il metodo SSR, coinvolga volumi ridotti, posti in corrispondenza del tratto a valle degli interventi, caratterizzato da elevata pendenza. Si può concludere che l'insieme delle opere previste induca un effetto benefico sul versante, allontanando in modo definitivo la possibilità di innesco dell'instabilità evidenziata nel capitolo 4, a monte degli interventi.

Capitolo 5 – Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto



Figura 5.13 Inserimento degli interventi previsti nella fase 6 per la sezione C1-C1'



Figura 5.14 Risultati dell'analisi SSR a seguito dell'inserimento delle opere previste nella fase 6 per la sezione C1-C1'

5.9 Commento ai risultati

In seguito all'introduzione delle opere è stato possibile osservare il cambiamento subito dal pendio per ogni stadio di avanzamento dei lavori. Questo aspetto risulta particolarmente utile per la comprensione circa l'effettiva efficacia degli interventi previsti.

La possibilità di inserire gli elementi nell'ordine cronologico in cui effettivamente verranno realizzati in fase di esecuzione, rappresenta un vantaggio notevole per il progettista. Infatti, tale informazione permette di comprendere i fattori che si vengono ad innescare a seguito di una variazione dello stato originario in cui l'oggetto di studio si trova. Va comunque evidenziato che, l'inserimento di qualunque intervento, rappresenta una perturbazione dello stato di quiete iniziale.

Il fattore di sicurezza, ottenuto come output per ciascuna fase, rappresenta un'informazione utile in fase di progettazione. il progettista, a seguito dell'ottenimento di tale dato, ha la possibilità di comprendere come l'oggetto si comporta in relazione all'opera inserita e in funzione di ciò modificarne le eventuali scelte progettuali fatte a monte dell'analisi.

Lo studio del modello comprendente gli interventi, effettuato attraverso il metodo degli elementi finiti, consente di valutare non solo l'incremento di sicurezza lungo la superficie critica precedentemente individuata ma anche il grado di sicurezza lungo altre superfici potenzialmente istauratesi in seguito all'avanzamento degli interventi.

A tal proposito si ricorda il fattore di sicurezza ottenuto come conseguenza dell'introduzione dei micropali appartenenti alla fascia A, nella prima fase dei lavori.

Nella nuova configurazione del pendio così determinata, si osserva l'insorgenza di instabilità per un piccolo volume lungo una superficie differente a quella individuata in assenza degli interventi. l'aver messo in luce tale aspetto, potrebbe indurre alla ricerca di un nuovo ordine di esecuzione dei lavori o alla messa in sicurezza preliminare del tratto potenzialmente instabile.

Con il progressivo avanzamento degli interventi si osserva la conseguente variazione della superficie critica, la quale nella seconda fase analogamente a quanto accade nella prima, comporta l'isolamento di un volume la cui espansione è impedita dall'introduzione delle nuove opere. Il cinematismo subisce un netto cambiamento dalla fase 3, in cui si ha l'inserimento dei pali di piccolo diametro a partire dalla base del pendio, andando ad eliminare i meccanismi di rottura precedentemente osservati. Nelle fasi successive, in cui si prevede l'inserimento degli interventi secondo il nuovo ordine, ossia dal basso verso l'alto del pendio, si osserva che non si ha più la comparsa di una superficie di rottura netta ma si hanno solo piccole instabilità locali causate dal decadimento di resistenza indotto attraverso l'utilizzo del metodo SSR.

Il complesso degli interventi di stabilizzazione descritti permette comunque un incremento complessivo del fattore di sicurezza e l'annientamento del meccanismo di rottura previsto in assenza di questi.

Capitolo 5 - Verifica dell'intervento di stabilizzazione previsto

Conclusioni

Attraverso la seguente Tesi di laurea è stato possibile analizzare il problema di instabilità del pendio su cui si fonda la Cattedrale di Agrigento, mediante le verifiche condotte con il metodo dell'equilibrio limite e il metodo numerico.

Lo studio di casi analoghi (Capitolo 1) ha permesso di comprendere quale sia il modo di operare in situazioni in cui si generino problemi di tipo geotecnico coinvolgenti monumenti dall'elevato valore artistico e architettonico.

La descrizione architettonica della Cattedrale (Capitolo 2), è stata effettuata con lo scopo di mettere in luce la bellezza e l'importanza di tale monumento e di conseguenza far comprendere la grave perdita che se ne genererebbe nel caso in cui si innescasse effettivamente l'instabilità del pendio, a seguito di un mancato intervento.

Il quadro di informazioni utili per lo svolgimento delle analisi è stato completato attraverso lo studio dei dati derivanti dalle diverse campagne di indagine effettuate già a partire dal 1966 (Capitolo 3).

Le verifiche effettuate nel Capitolo 4, ripetute per tre sezioni differenti, mostrano, sia nel caso di analisi con il metodo dell'equilibrio limite che con metodo numerico, l'effettiva insorgenza dell'instabilità per un ridotto fattore di sicurezza, individuando un meccanismo di scivolamento di tipo rotazionale, coinvolgente un volume che si sviluppa lungo il pendio a partire dal terreno di fondazione del Duomo. Nel caso di analisi con il metodo numerico è stato possibile, inoltre, ricavare gli spostamenti e studiare la deformata conseguente all'innesco della rottura.

Si è voluto concludere tale studio andando a verificare gli interventi proposti mediante il metodo numerico, simulandone l'inserimento secondo l'ordine dei lavori previsto in progetto (Capitolo 5). Nel corso di tale analisi si è osservata una criticità nelle prime fasi, in cui si prevede l'introduzione di fasce di micropali a partire da monte del pendio. In questo caso si ha infatti un decremento del fattore di sicurezza rispetto alla configurazione di partenza. La superficie critica che si ottiene, comunque, non progredisce oltre le opere inserite.

Con l'avanzamento degli interventi, si osserva un continuo miglioramento delle condizioni di stabilità giungendo alla configurazione finale, in cui si ha un riscontro positivo dei risultati, i quali mostrano un effettivo incremento del fattore di sicurezza per la sezione studiata, rispetto alla condizione di partenza assunta. Con l'inserimento di tutte le opere previste, si osserva la scomparsa della superficie di rottura precedentemente manifestatasi.

Conclusioni

In fine, dagli studi attuati si può dedurre che gli interventi previsti portano ad un effettivo miglioramento rispetto alle condizioni assunte in partenza, tuttavia andrebbero ulteriormente attenzionate le prime fasi previste nei lavori.

Bibliografia

Barla, G., Borri Brunetto, M. & Vai, L., 1990. Un esempio di modellazione matematica in rocce tenere: la Rupe di Orvieto. Torino, SGEditoriale.

Barla, G., Forlati, F. & Zaninetti, A., 1990. Prove di laboratorio su rocce tenere: problematiche ed esempi. Torino, SGEditoriali.

Barla, M., 2010. Elementi di meccanica e ingegneria delle rocce. Torino: Celid.

Cotecchia, V., Monterisi, L. & Rana, S., 2000. Condizioni di stabilità e interventi di consolidamento del tratto di collina dei Templi di Agrigento in corrispondenza del Tempio di Giunone Lacina. Torino, GNDCI.

Crivelli, R., Devin, P., Rossi, P. & Superbo, S., 1990. *Prove e misure in sito su rocce tenere*. Torino, SGEditoriali.

Dalli Cardillo, A. & Sciangula, N., 1997. *Agrigento la città della valle e della collina*. Agrigento: Industria grafica T. Sarcuto s.r.l.

Evangelista, A. & Pellegrino, A., 1990. *Caratteristiche geotecniche di alcune rocce tenere italiane*. Torino, SGEditoriali.

Fiori, A., 2016. Dimensionamento e verifica di tiranti attivi per ancoraggio di opere geotecniche (paratie). Roma.

Florida, 1967. Relazione per i lavori di consolidamento del 1967, Agrigento.

Lollino, G., 2000. Condizionamenti geologici e geotecnici nella conservazione del patrimonio storico culturale: Convegno GeoBen 2000. Torino, GNDCI.

Modica, F., 1987. *Agrigento e il suo centro storico*. Agrigento: Industria grafica T. Sarcuto s.r.l.

Panzeca, T., 2015. Relazione storica per la conoscenza della fabbrica a supporto del Progetto di manutenzione straordinaria della Cattedraale di Agrigento - consolidamento e miglioramento statico-. Agrigento.

Panzeca, T., 2015. Relazione tecnica generale per le opere di manutenzione straordinaria della Cattedrale di Agrigento. Consolidamento e miglioramento statico. Agrigento.

Sciotti, M., 1990. Le formazioni rocciose tenere. Torino, SGEditoriali.

Valore, C., 2013. Relazione geotecnica. Indagini, caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, cause del comportamento anomalo del Duomo, interventi di stabilizzazione. Palermo: s.n.

Documenti Online

Rocscience. *Importing Slide File/ SSR analysis*. Available at: <u>https://www.rocscience.com</u> [Consultato il giorno 28 05 2018]. Rocscience. *Quick Start Tutorial*. Available at: <u>https://www.rocscience.com</u> [Consultato il giorno 08 06 2018]. Rocscience. *Rocscience - Tutorials - Non-circular surface*. Available at: <u>https://www.rocscience.com</u> [Consultato il giorno 25 05 2018].